

Titre: Critères de conception en service des bétons renforcés de fibres
Title: basés sur la perméabilité à l'eau

Auteur: Maxime Hubert
Author:

Date: 2014

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Hubert, M. (2014). Critères de conception en service des bétons renforcés de fibres basés sur la perméabilité à l'eau [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/1354/>
Citation:

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/1354/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Jean-philippe Charron
Advisors:

Programme: Génie civil
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

CRITÈRES DE CONCEPTION EN SERVICE DES BÉTONS RENFORCÉS DE
FIBRES BASÉS SUR LA PERMÉABILITÉ À L'EAU

MAXIME HUBERT

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)

JANVIER 2014

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

CRITÈRES DE CONCEPTION EN SERVICE DES BÉTONS RENFORCÉS DE FIBRES
BASÉS SUR LA PERMÉABILITÉ À L'EAU

présenté par : HUBERT Maxime

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. MASSICOTTE Bruno, Ph.D., président

M. CHARRON Jean-Philippe, Ph.D., membre et directeur de recherche

M. LÉGER Pierre, Ph.D., membre

DÉDICACE

À mes parents, Claire et Jean-Daniel

À ma sœur, Brigitte

REMERCIEMENTS

D'abord, je tiens à remercier mon directeur de recherche, le professeur Jean-Philippe Charron, pour l'originalité et la pertinence du projet de recherche réalisé, son expertise, la qualité de ses interventions et son soutien financier. Je tiens également à souligner son engagement et sa disponibilité qui ont permis la réalisation du projet dans des conditions conviviales.

Je remercie également Clélia Desmettre pour sa participation active sur tous les aspects du projet de recherche. De par son expérience, son analyse critique et sa rigueur scientifique, la qualité du projet de recherche n'aurait pas été la même sans ses conseils.

Merci aux professeurs Bruno Massicotte et Pierre Léger d'avoir accepté de siéger sur le jury d'examen de ce mémoire de maîtrise.

Le projet n'aurait pu être réalisé sans le savoir-faire de l'équipe technique du laboratoire de structures de l'École Polytechnique de Montréal. Cédric Androuët, Patrice Bélanger, Gaël Asorin et David Ek, votre expertise et votre rigueur scientifique ont permis la résolution des multiples défis rencontrés en laboratoire.

Je remercie le Fonds Québécois de la Recherche sur la Nature et les Technologies (FQRNT) pour leur bourse d'étude accordée dans la réalisation de ce projet.

Je fais également une mention à l'égard de tous mes amis et collègues ayant collaboré à leur manière dans la réalisation de ce projet. Merci.

RÉSUMÉ

Dans un contexte nord-américain où les structures sont exposées à des conditions environnementales très sévères, les cas de détérioration précoce des structures en béton armé se font de plus en plus fréquents. De fait, la durabilité des structures est directement influencée par la fissuration en condition de service. La présence de fissure offre un chemin préférentiel à l'eau et aux agents agressifs dans le béton qui viennent accélérer la dégradation du béton armé. Il va sans dire que ces problèmes de durabilité conduisent à d'importants coûts socio-économiques et impacts environnementaux.

L'inclusion de fibres métalliques au béton s'avère une solution à la dégradation précoce des infrastructures. Les fibres amènent un meilleur contrôle de la fissuration en service. En d'autres mots, les fibres pontent les ouvertures de fissures conduisant à un plus grand nombre de fissures d'ouverture plus fines. Ce contrôle accru de la fissuration par les fibres gêne davantage la pénétration d'eau et d'agents agressifs dans le béton en comparaison au béton armé couramment utilisé.

Le potentiel de durabilité du béton renforcé de fibres (BRF) a été démontré dans plusieurs études. Cependant, très peu d'entre-elles se sont intéressées à l'identification de critères de conception en service adaptés au BRF. Ce faisant, la pleine exploitation des BRF s'avère limitée et peut constituer un frein à leur utilisation. Ainsi, l'objectif général de ce projet de recherche était de proposer des critères de conception en service offrant une durabilité adéquate pour les bétons fibrés à haute et ultra-haute performance (BFHP et BFUP) de sorte qu'ils puissent prolonger la durée de vie utile des infrastructures.

La perméabilité à l'eau du béton armé fissuré a donc été mesurée dans ce projet de recherche, puisqu'elle représente l'un des critères indicatif de la durabilité des structures en béton fissuré. La perméabilité a été mesurée sur des tirants en béton armé chargés en traction uniaxiale avec divers dosages en fibres et armatures dans des conditions représentatives des structures en béton armé. Cette phase expérimentale a clairement démontré le potentiel de durabilité des BRF où des réductions de perméabilité de 31 %, 92 % et 99% ont été identifiées pour les dosages en fibres de 0.75%, 1.5 % (BFHP) et 2% (BFUP) pour un état de chargement type en service. L'influence du pourcentage d'armature sur la perméabilité à l'eau du béton a démontré un effet synergique entre les fibres et l'armature amenant un plus grand nombre de fissures, mais d'ouvertures plus fines

influençant directement la pénétration d'eau. Par conséquent, la perméabilité à l'eau des tirants composés de BFHP avec un dosage en fibres métalliques de 0.75 %-vol. a été réduite en service de 62 % et 89 % avec taux d'armatures de 1.23 % (10M) et 2.47 % (15M) respectivement en comparaison avec la condition non armée.

L'appareil de perméabilité développé à Polytechnique au cours des dernières années permet d'établir des corrélations directes entre la perméabilité à l'eau d'un tirant en béton armé, les ouvertures de fissure s'y propageant et la contrainte moyenne développée dans l'armature. C'est en se basant sur les mesures expérimentales de la perméabilité à l'eau en fonction de la contrainte moyenne dans l'armature du béton armé fibré et non fibré que des critères de conception adaptés aux BRF ont été identifiés. L'identification de ces critères s'est basée sur une approche de contrainte admissible dans la barre d'armature à respecter pour offrir un niveau de durabilité adéquat pour différentes conditions d'exposition du béton. Ces critères de conception permettent d'appliquer une contrainte admissible supérieure dans les bétons fibrés que dans le béton conventionnel.

Finalement, les critères de conception adaptés au BRF ont été appliqués à un modèle numérique d'une dalle de pont type du Ministère des Transports du Québec composée des différents bétons testés dans la phase expérimentale. Cette application numérique a permis d'une part de démontrer à quel point les critères de durabilité en service du béton armé (contraintes admissibles) sont contraignants pour le BRF. D'autre part, elle a mis en évidence qu'une juste exploitation des BRF, permise avec l'utilisation des critères de conceptions adaptés à ces matériaux, leur permet de subir de plus grands niveaux d'endommagement pour un même niveau de durabilité.

ABSTRACT

In a North American context where structures are exposed to severe environmental conditions, cases of reinforced concrete structures showing premature deterioration are becoming increasingly frequent. In fact, the durability of structures is directly influenced by cracking in serviceability. Cracks provide a preferential path for water and aggressive agents penetration into the concrete, which accelerates concrete and steel reinforcement degradation. Needless to say, these durability problems lead to significant socio-economic costs and environmental impacts.

The inclusion of steel fibers in concrete offers a solution to premature degradation of infrastructures. The addition of fibers improves the crack control of concrete in serviceability. In other words, the crack bridging effect of fibers leads to the creation of a higher number of narrower cracks. This crack control enhancement given by the fibers greatly reduces the penetration of water and aggressive agents into the concrete in comparison with commonly used reinforced concrete.

The sustainability potentiel of fiber reinforced concrete (FRC) has been demonstrated in several studies. Yet very few of them showed interest in the identification of design criteria adapted to FRC in serviceability. Therefore, the full exploitation of FRC proves to be limited and may constitute a barrier to their use. Thus, the general objective of this research project was to propose design criteria at serviceability limit state providing convenient durability for high performance fiber reinforced concrete (HPFRC) and ultra high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC) so that they can extend the service life of structures.

Water permeability of cracked reinforced concrete was thus assessed in this research project, because it represents one of the indicative durability criteria of cracked concrete structures. The permeability was measured simultaneously to a uniaxial tensile loading applied on concrete tie-specimens with different fiber contents and steel reinforcement ratios. This experimental phase clearly demonstrated the durability benefit of FRC where permeability reductions of 31 %, 92 % and 99 % were identified for fiber contents of 0.75 %, 1.5 % (HPFRC) and 2% (UHPFRC) for a typical service loading. The steel reinforcement ratio influence on the water permeability of concrete demonstrated a synergistic effect between the fibers and the rebar which led to an increased number of narrower cracks directly influencing the water penetration. Consequently, the water permeability of tie-specimens composed of HPFRC containing a fiber volume of 0.75

% decreased at serviceability by 62% and 89 % for reinforcement ratios of 1.23 % (10M) and 2.47 % (15M) respectively, in comparison with the unreinforced condition.

The permeability apparatus developed at Polytechnique over the past years establishes direct correlations between the water permeability of a reinforced concrete tie-specimen, the propagation of crack widths and the average stress in the rebar. Suitable design criteria for FRC have been identified based on the experimental measurements of the water permeability in function of the average stress in the rebar for fiber reinforced and unreinforced concrete. The identification of these criteria was based on the maximum allowable stress in the rebar to provide an adequate level of durability for different concrete exposure conditions. The use of suitable design criteria for FRC allows the application of a higher permissible stress in the rebar for FRC in comparison with the commonly used concrete.

Finally, the design criteria adapted to FRC were applied to a numerical model of a typical bridge slab of the Ministry of Transport of Quebec with the different concretes tested in the experimental phase. This numerical application firstly demonstrated how much the use of durability criteria of reinforced concrete are limiting the exploitation of FRC. This analysis also showed that a fair exploitation of FRC, with the use of adapted criteria, enables them to develop greater stress for the same durability.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT	VII
TABLE DES MATIÈRES	IX
LISTE DES TABLEAUX.....	XIII
LISTE DES FIGURES.....	XV
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XIX
LISTE DES ANNEXES	XX
CHAPITRE 1 INTRODUCTION	1
1.1 Problématique.....	1
1.2 Objectifs	3
1.3 Méthodologie	3
1.3.1 Essais expérimentaux	3
1.3.2 Analyses non linéaires par éléments finis	4
1.4 Organisation du mémoire	4
CHAPITRE 2 REVUE DE LA DOCUMENTATION	5
2.1 Introduction	5
2.2 Bétons de fibres	5
2.2.1 Catégories de bétons de fibres et composition	5
2.2.2 Propriétés mécaniques et mode de fissuration	6
2.3 Perméabilité du béton.....	9
2.3.1 Perméabilité du béton non fissuré	9

2.3.2	Perméabilité des bétons à l'état fissuré	15
2.3.3	Informations à retenir	28
2.4	Critères de conception pour les structures en service	29
2.4.1	Épaisseur d'enrobage	29
2.4.2	Ouverture de fissure	31
2.4.3	Contrainte dans la barre d'armature	32
2.4.4	Flèche	33
2.4.5	Fluage	34
2.4.6	Informations à retenir	34
2.5	Conclusion	35
CHAPITRE 3 PROCÉDURE EXPÉRIMENTALE		37
3.1	Description des spécimens à l'étude	37
3.2	Dispositif de chargement et de perméabilité	38
3.3	Conditions d'essais et compositions des bétons	41
CHAPITRE 4 ARTICLE 1: INFLUENCE OF FIBER CONTENT AND REINFORCEMENT RATIO ON THE WATER PERMEABILITY OF REINFORCED CONCRETE		44
4.1	ABSTRACT	44
4.2	INTRODUCTION	44
4.3	METHODOLOGY	46
4.3.1	Experimental procedure	46
4.3.2	Permeability and loading device	47
4.3.3	Cracking characterization	49
4.3.4	Experimental program	50
4.4	EXPERIMENTAL RESULTS	52

4.4.1	Validation of the procedure.....	52
4.4.2	Fiber content influence.....	54
4.4.3	Steel reinforcement ratio influence	57
4.5	DISCUSSION	60
4.5.1	Validation	60
4.5.2	Fiber dosage influence	60
4.5.3	Steel reinforcement ratio influence	61
4.5.4	Comparison of reinforcement types	62
4.6	CONCLUSIONS	63
4.7	ACKNOWLEDGMENTS.....	64
4.8	REFERENCES	64
CHAPITRE 5 ANALYSE COMPLÉMENTAIRE ET DISCUSSION GÉNÉRALE		68
5.1	Proposition de critères de conception en service	68
5.2	Application des critères de conception.....	76
5.2.1	Objectifs	76
5.2.2	Cas à l'étude.....	76
5.2.3	Modèle par éléments finis	79
5.2.4	Résultats et analyses.....	82
5.3	Discussion générale.....	89
5.3.1	Perméabilité à l'eau.....	89
5.3.2	Critères de conception en service.....	91
5.3.3	Application des critères de conception.....	93
CHAPITRE 6 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS		95
6.1	Rappel des objectifs	95

6.2	Conclusions	95
6.2.1	Appareil de perméabilité	95
6.2.2	Résultats de perméabilité à l'eau	96
6.2.3	Critères de conception	97
6.2.4	Application des critères de conception.....	97
6.3	Recommandations	98
6.3.1	Mesure de la contrainte initiale dans l'armature des tirants	98
6.3.2	Appareil de perméabilité	99
6.3.3	Programme d'essais complémentaires	99
RÉFÉRENCES.....		101
ANNEXES		116

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1: Caractéristiques des catégories de bétons (Charron & Desmettre, 2013).....	6
Tableau 2-2: Facteur de réduction ξ pour différentes études	21
Tableau 2-3: Épaisseurs d'enrobages minimums selon les principales normes	30
Tableau 2-4: Ouvertures de fissures admissibles selon les principales normes	32
Tableau 2-5: Contraintes admissibles selon les principales normes	33
Tableau 2-6: Valeurs admissibles des flèches (extrait de CSA A23.3-04)	34
Tableau 3-1: Programme expérimental	42
Tableau 3-2: Compositions des bétons.....	43
Table 4-1: Experimental program	51
Table 4-2: Compositions of concretes.....	51
Table 4-3: Mechanical properties of concretes	52
Table 4-4: Summary of results at serviceability and ultimate limit states	57
Table 4-5: Comparison of results obtained with different reinforcement types	63
Tableau 5-1: Contraintes admissibles selon les principales normes	70
Tableau 5-2: Perméabilité selon le niveau d'exposition du BHP	71
Tableau 5-3: Perméabilité selon le niveau d'exposition des bétons fibrés	72
Tableau 5-4: Tableau de perméabilité équivalente des bétons.....	73
Tableau 5-5: Proposition de contraintes admissibles pour les BRF armés de barres d'armatures 10M	75
Tableau 5-6: Propriétés mécaniques des bétons.....	80

Tableau 5-7: Résumé des répartitions d'armatures des dalles de même capacité	83
Tableau 5-8: Comparaison du comportement des dalles avec les critères du béton armé (Capacité identique).....	85
Tableau 5-9: Comparaison du comportement des dalles avec les critères du béton armé en prenant comme référence la dalle en BHP (Capacité identique)	85
Tableau 5-10: Comparaison du comportement des dalles avec les critères adaptés aux BRF (Section identique)	87
Tableau 5-11: Comparaison du comportement des dalles avec les critères adaptés aux BRF en prenant comme référence la dalle en BHP (Capacité identique)	87
 Tableau A-1: Contrainte initiale de compression dans les armatures (10M).....	110
 Tableau B-1: Comparaison du comportement des dalles avec les critères du béton armé (Section identique).....	112
Tableau B-2: Comparaison du comportement des dalles avec les critères du béton armé en prenant comme référence la dalle en BHP (Section identique)	113
Tableau B-3: Comparaison du comportement des dalles avec les critères adaptés aux BRF (Section identique)	114
Tableau B-4: Comparaison du comportement des dalles avec les critères adaptés aux BRF en prenant comme référence la dalle en BHP (Section identique)	114

LISTE DES FIGURES

Figure 2-1: Comportement mécanique en traction des gammes de bétons existantes (Charron & Desmettre, 2013)	7
Figure 2-2: Exemple du comportement des bétons vis-à-vis une ouverture de fissure totale de 0.3 mm (Charron & Desmettre, 2013)	8
Figure 2-3: Essai de perméabilité du béton non fissuré ASTM D 5084-10	10
Figure 2-4: Échelle des tailles des composants de la pâte de ciment durcie (Denarié, 2000).....	11
Figure 2-5: Perméabilité d'une pâte de ciment durci en fonction de sa porosité capillaire (1 Darcy $\approx 10^{-5}$ m/s) (Powers, 1958).....	11
Figure 2-6: Relation entre le coefficient de perméabilité à l'eau des pâtes de ciment totalement hydratée et le rapport E/C (Powers et al., 1954)	13
Figure 2-7: Interface pâte de ciment - granulat (modifié de Perez, 2005; dans Courard, 1999)...	14
Figure 2-8: Évolution de la perméabilité en fonction de la durée de cure (Ollivier & Vichot, 2008).....	15
Figure 2-9: Perméabilité relative en fonction de la contrainte relative en compression (Choinska, 2006).....	17
Figure 2-10: Dispositifs de perméabilité types a) Spécimen déchargé et sollicité en traction indirecte (Aldea et al., 1999), b) Spécimen sollicité en traction uniaxiale avec mesure simultanée de la perméabilité (Lawler et al., 2005)	19
Figure 2-11: Représentation du facteur de réduction ξ sur une ouverture de fissure (Akhavan et al., 2012) a) Tortuosité, b) Rugosité en surface	20
Figure 2-12: Coefficient de perméabilité en fonction de l'ouverture de fissure (Aldea et al., 1999)	22
Figure 2-13: Perméabilité à l'eau versus l'ouverture de fissure (Rapoport et al., 2002)	23
Figure 2-14: Perméabilité à l'air versus le déplacement latéral résiduel (Picandet et al., 2009)...	23
Figure 2-15: Perméabilité à l'eau équivalente versus la déformation résiduelle (Charron et al., 2008).....	24

Figure 2-16: Perméabilité à l'eau versus la contrainte dans la barre d'armature (Desmettre & Charron, 2012)	24
Figure 2-17: Comportement mécanique d'une composition hybride de fibres sur la fissuration (Lawler et al., 2002)	25
Figure 2-18: Débit d'eau en fonction du déplacement a) à travers des mortiers (Lawler et al., 2002), b) à travers des bétons (Lawler et al., 2005)	25
Figure 2-19: Ouverture de fissures principales et secondaires en fonction du taux d'armature (Mivelaz, 1996)	27
Figure 2-20: Débit global en fonction de la déformation imposée (Mivelaz, 1996)	27
Figure 2-21: Perméabilité à l'air (Ujike et al., 1990) a) en fonction de la contrainte dans la barre d'armature, b) en fonction du rapport recouvrement de béton/diamètre de la barre	28
Figure 2-22: Pénétration d'eau et d'agents agressifs dans le béton non fissuré (adapté de Charron & Desmettre, 2013) a) béton non fissuré, b) béton fissuré	30
Figure 3-1: Représentativité des tirants dans un élément en béton armé (modifié de Desmettre & Charron, 2011)	38
Figure 3-2: Dispositif de chargement et de perméabilité a) Système de serrage, b) Réservoir d'eau en aluminium, c) Manomètre et cylindre d'entrée, d) Capteur de hauteur différentielle, e) Capteur de pression, f) Cylindre de sortie	39
Figure 3-3: Cellule de perméabilité a) Système de serrage, b) Réservoir d'eau en aluminium, c) Béton exposé, d) Membrane étanche et Capteurs PI	40
Figure 3-4: Tirant avec face de béton exposée et capteurs PI	40
Figure 3-5: Capteur de déplacement (Capteur PI)	40
Figure 4-1: Permeability device	50
Figure 4-2: Permeability cell	50

Figure 4-3: Mechanical behavior of a single test condition (HPFRC-0.75%-10M) a) Force versus displacement, b) Force versus maximum crack width	53
Figure 4-4: Permeability of a single test condition (HPFRC-0.75%-10M) a) Permeability versus force, b) Permeability versus maximum crack width.....	54
Figure 4-5: Mechanical behavior in function of the fiber dosage a) Force versus displacement, b) Force versus maximum crack width.....	56
Figure 4-6: Permeability in function of the fiber dosage with min and max values a) Permeability versus force, b) Permeability versus average stress in reinforcement.....	56
Figure 4-7: Permeability in function of the maximum crack width for different fiber contents....	57
Figure 4-8: Mechanical behavior in function of steel reinforcement ratio ρ a) Force versus displacement, b) Maximum crack width versus displacement.....	58
Figure 4-9: Permeability in function of steel reinforcement ratio ρ a) Permeability versus displacement, b) Permeability versus average stress in the rebar for reinforced concretes ...	59
Figure 4-10: Permeability in function of the maximum crack width for different reinforcement ratios	59
 Figure 5-1: Perméabilité du BHP en fonction de la contrainte dans l'armature.....	71
Figure 5-2: Perméabilité en fonction de la contrainte, avec valeurs minimums et maximums des bétons fibrés	72
Figure 5-3: Section de dalle type à l'étude	77
Figure 5-4: Section type MTQ a) Dalle type du MTQ avec 15M, b) Dalle type du MTQ équivalente avec 10M.....	78
Figure 5-5: Comportement de la section de dalle en zone de moment négatif	78
Figure 5-6: Conditions limites de la section de dalle à l'étude.....	79
Figure 5-7: Maillage de la section de dalle	80
Figure 5-8: Lois de comportement en traction des bétons	81

Figure 5-9: Résultats typiques des analyses numériques: a) champs de déformation dans la dalle, b) champs de contrainte dans les armatures	82
Figure 5-10: Section de référence en BHP équivalente aux recommandations du MTQ (1333 mm ² /m).....	83
Figure 5-11: Section des bétons renforcés de fibres	83
Figure 5-12: Courbes force-flèche des bétons avec critères du béton armé (Capacité identique)	84
Figure 5-13: Courbes force-flèche des bétons avec critères adaptés aux BRF et critère de fluage (Capacité identique)	87
 Figure A-1: Mesures expérimentales du retrait libre en condition de cure humide continue	108
 Figure B-1: Section de référence en BHP équivalente aux propositions du MTQ	111
Figure B-2: Section des bétons renforcés de fibres a) BFHP-0.75%, b) BFHP-1.5%, c) BFUP-2%	111
Figure B-3: Courbes force-déplacement des bétons avec critères du béton armé (section identique).....	112
Figure B-4: Courbes force-déplacement des bétons avec critères adaptés aux BRF (Section identique).....	114
 Figure C-1: Loi de comportement en traction du BHP	116
Figure C-2: Loi de comportement en traction du BFHP-0.75%	116
Figure C-3: Loi de comportement en traction du BFHP-1.5%	117
Figure C-4: Loi de comportement en traction du BFUP-2%	117

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

ACI	American Concrete Institute
ASTM	American Society for Testing and Materials
BFUP	Béton fibré à ultra-haute performance
BHP	Béton à haute performance
BFHP	Béton fibré à haute performance
BO	Béton ordinaire
BRF	Béton renforcé de fibres
CO ₂	Dioxyde de carbone
CSA	Canadian Standard Association
E/L	Eau / Liant
E_c	Module d'élasticité du béton (MPa)
E_s	Module d'élasticité de l'acier (MPa)
f'_c	Résistance à la compression à 28 jours (MPa)
f'_t	Résistance à la traction à 28 jours (MPa)
f_u	Résistance ultime à la compression (MPa)
GPa	Gigapascal
kN	Kilonewton
K _w	Coefficient de perméabilité (m/s)
mm	Millimètre
MN	Méganewton
MPa	Mégapascal
MTQ	Ministère des Transports du Québec
ρ	Pourcentage d'armature (%)
Q	Débit (m ³ /s)
SIA	Société suisse des Ingénieurs et Architectes

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A	CONTRAINTE INITIALE DUE AU RETRAIT DANS L'ARMATURE	108
ANNEXE B	APPORT DES BÉTONS RENFORCÉS DE FIBRES POUR UNE SECTION IDENTIQUE	111
ANNEXE C	LOIS DE COMPORTEMENT EN TRACTION DES BÉTONS.....	116

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Problématique

La durabilité des infrastructures en béton armé est directement influencée par la fissuration du béton en condition de service. La fissuration découle de sollicitations d'origine interne (hydratation, retrait, fluage), mécanique (charge de service) et environnementale (variation d'humidité et de température, agents chimiques) subies au cours de la vie utile des ouvrages. Or, la présence de fissures modifie les propriétés de transport de l'eau, de l'air et des agents agressifs dans le béton. Ce faisant, la pénétration de ces agents agressifs à travers le béton vient favoriser plusieurs mécanismes de détérioration (corrosion des barres d'armatures, attaque chimique par les sulfates et les chlorures, réactions alcalis-granulats, etc.). Dans le contexte nord-américain, la réalité montre que ces problèmes de durabilité du béton se font de plus en plus fréquents sur les infrastructures routières, de sorte qu'ils compromettent leur intégrité et durée de vie utile. Il en résulte des coûts onéreux de réparations et des impacts importants aux niveaux socio-économique (fermeture et/ou congestion du réseau routier) et environnemental (consommation accrue des ressources, dégagement CO₂, etc.).

Actuellement, les principales normes de constructions (CSA A23.3-04, CSA S6-06, Eurocode, ACI 318, SIA 262. etc.) limitent les ouvertures de fissures dans le béton ou la contrainte dans les barres d'armatures sollicitées en traction selon la sévérité de l'exposition environnementale des structures, afin de maintenir une durabilité en service adéquate. Or, les problèmes de détérioration sur les structures en béton armé fréquemment identifiés suggèrent qu'une révision des codes serait pertinente. Les ouvertures de fissures limites pourraient par exemple être réduites davantage afin de contrecarrer la pénétration d'agents agressifs, tâche peu aisée pour le béton armé conventionnel. À cet égard, l'émergence de nouvelles gammes de bétons renforcés de fibres (BRF) peut être une solution réaliste et abordable, puisqu'elles permettent d'obtenir des ouvertures de fissures plus fines à un surcoût faible par rapport au gain économique d'une structure plus durable. Les récents développements, principalement à l'égard des superplastifiants, permettent la formulation de BRF composés d'importants dosages en fibres avec d'excellentes propriétés aux états frais et durci. Plusieurs études ont mis de l'avant les effets bénéfiques de l'inclusion de fibres au béton, au niveau de leur comportement mécanique et de

leur durabilité. En effet, les fibres transfèrent un effort de traction significatif à travers les fissures qui procure un effet de couture des fissures. Ainsi, cet effet de fermeture des fissures gêne la pénétration d'eau et des agents agressifs à travers le béton, comportement essentiel à la durabilité des infrastructures.

Afin de déterminer des solutions durables relatives à la détérioration précoce des infrastructures, il importe de bien comprendre comment le transport de l'eau et des agents agressifs se produit à travers la fissuration. À cet égard, les mécanismes de transports dans le béton se manifestent principalement sous les formes de perméabilité, d'absorption capillaire et de diffusion. En réalité, ces mécanismes de transports à travers le béton peuvent se manifester seuls ou combiner leurs effets selon la condition d'exposition environnementale et le mode de détérioration. Cependant, il est peu aisé d'étudier l'effet de ces mécanismes simultanément compte tenu des difficultés de mesure en laboratoire, et même non souhaitable si l'objectif est de bien caractériser leur effet respectif. Ainsi, ces mécanismes de transports sont généralement étudiés séparément. Or, la perméabilité a un effet prédominant vis-à-vis la fissuration et est donc l'un des paramètres fondamentaux pour l'estimation de la durabilité du béton. La perméabilité peut être définie comme étant la capacité d'un matériau poreux (c'est-à-dire le béton) à être traversé par un fluide sous l'application d'un gradient de pression. Plus un béton entrave la pénétration de fluides, plus il sera durable.

À ce jour, aucun test standard n'existe pour mesurer la perméabilité du béton fissuré. Donc, les chercheurs développent leur propre appareillage et la majorité étudient le comportement du béton sans armature sur de petits spécimens alors qu'en réalité, les structures sont armées et multifissurées. De ce fait, les résultats sont difficilement comparables et sont difficilement exploitable pour la conception. Or, un essai innovateur a récemment été développé à l'École Polytechnique de Montréal lors de travaux antérieurs par Desmettre (2011). Cet appareil mesure la perméabilité du béton armé dans des conditions représentatives des infrastructures en service. Cet essai permet d'établir un lien direct entre l'évolution de la perméabilité du béton d'une structure, les ouvertures de fissures présentes dans le béton et la contrainte dans la barre d'armature.

Cet appareil sera utilisé pour vérifier l'applicabilité des codes actuels aux BRF par la mesure de la perméabilité comme critère de durabilité en service en s'assurant que les codes permettent

d'exploiter les BRF à leur juste valeur. Selon les résultats obtenus, il faudra donner aux ingénieurs de la pratique des outils leur permettant d'exploiter les propriétés des BRF. Cette étude est un premier pas dans la détermination de critères de conception en service du béton fibré visant la durabilité accrue des infrastructures en béton armé.

1.2 Objectifs

L'objectif général de ce projet de recherche est de proposer des critères de conception en service pour les bétons fibrés à haute et ultra-haute performance, de sorte qu'ils puissent prolonger la durée de vie utile des infrastructures. Cet objectif peut se subdiviser en quatre objectifs spécifiques :

1. Étudier la perméabilité à l'eau du béton armé dans des conditions représentatives de celles retrouvées dans les structures;
2. Déterminer l'influence du dosage en fibres et du pourcentage d'armature sur la perméabilité à l'eau du béton armé;
3. Proposer des critères de conception en service adaptés aux bétons fibrés offrant une durabilité adéquate;
4. Démontrer la pertinence des critères de conception proposés à l'aide d'un exemple d'application.

1.3 Méthodologie

1.3.1 Essais expérimentaux

Pour répondre à ces objectifs spécifiques, une campagne d'essais faisant l'étude de la perméabilité à l'eau du béton armé sera complétée à l'aide du dispositif développé dans des travaux antérieurs par Desmettre (2011). Cet appareil reproduit bien l'état de fissuration des infrastructures en service. Plus précisément, les spécimens sont armés, multifissurés et la mesure de la perméabilité se fait de pair avec l'application d'un chargement en traction uniaxial quasi-statique.

Le programme expérimental sera composé de six conditions d'essais contenant différents dosages en fibres et armatures. Les données disponibles vont permettre la comparaison du comportement

mécanique et du niveau de durabilité offert par différents dosages en fibres et pourcentages d'armature par rapport au béton conventionnel couramment utilisé dans les infrastructures.

Ensuite, connaissant le niveau de durabilité du béton pour tout niveau d'endommagement (fissuration) et en terme de contrainte dans la barre d'armature, des critères de conception pourront être identifiées. Ces critères seront basés sur les codes de construction actuels et la sévérité d'exposition environnementale.

1.3.2 Analyses non linéaires par éléments finis

Une analyse non linéaire par éléments finis d'une dalle de pont type couramment utilisée dans les projets du Ministère des Transports du Québec (MTQ) et composée des bétons testés expérimentalement sera complétée avec le logiciel Atena 3D v4 (ervenka 200). Cette analyse permettra d'une part l'application des résultats expérimentaux à un élément structural concret.

Elle permettra également de démontrer le potentiel d'utilisation des BRF en tenant compte des critères de conception en service.

L'analyse fera ressortir l'apport des fibres vis-à-vis la durabilité et le comportement mécanique de l'élément structural étudié.

1.4 Organisation du mémoire

Ce mémoire est divisé en 6 chapitres incluant ce chapitre introductif. Le chapitre 2 présente l'état des connaissances sur les critères en service proposés par les principaux codes de construction, le comportement en traction des nouvelles gammes de bétons fibrés et la perméabilité du béton à l'état sain et fissuré. La procédure expérimentale constitue le chapitre 3 où la méthodologie ainsi que le programme expérimental sont présentés. Le chapitre 4 prend la forme d'un article scientifique résumant les résultats expérimentaux du projet de recherche. Cet article a été soumis à la revue scientifique *Materials and Structures*. Le chapitre 5 répond à l'objectif global du mémoire en proposant des critères de conception en service pour les bétons fibrés sur la base des codes de constructions adaptés aux bétons conventionnels. Ce chapitre présente également un exemple d'application des critères de conception ainsi qu'une discussion générale sur les principaux aspects du projet de recherche. Le chapitre 6 détaille les conclusions du projet de recherche.

CHAPITRE 2 REVUE DE LA DOCUMENTATION

2.1 Introduction

Le projet de recherche s'intéresse à la perméabilité à l'eau des BRF en vue de mieux connaître leur potentiel en terme de durabilité et ensuite pouvoir exploiter ce potentiel grâce à des critères de conception adaptés. La revue de documentation décrira ainsi les BRF et leur comportement mécanique particulier. Ensuite, l'indicateur de durabilité choisit pour caractériser le béton, la perméabilité, sera décrite pour différentes conditions. Enfin, les principaux critères de conception en service du béton armé seront discutés pour déterminer leur éventuelle application aux BRF.

2.2 Bétons de fibres

L'intérêt des bétons fibrés provient de leur comportement en traction supérieur, du contrôle amélioré de la fissuration et de leur durabilité accrue. Ce contrôle des ouvertures de fissures réduit significativement l'infiltration d'eau à travers le béton. Afin de mieux comprendre ce comportement, il importe de bien différencier le comportement mécanique en traction et les propriétés constructives des bétons fibrés. Deux catégories principales de bétons renforcés de fibres existent sur le marché : le Béton Fibré à Haute Performance (BFHP), considéré comme béton renforcé de fibres conventionnel, et le Béton Fibré à Ultra-haute Performance (BFUP). Cette section reprend en partie le *Rapport de recherche SR13-01* par Charron et Desmettre (2013).

2.2.1 Catégories de bétons de fibres et composition

Les bétons renforcés de fibres sont généralement composés d'une matrice similaire au béton conventionnel (ciment, granulats, ajouts minéraux, adjuvants, eau) et d'un dosage en fibre qui varie selon le type (synthétique, métallique, verre, naturelle), la géométrie (crochetées, ondulées, lisses, vrillées, etc.) et les dimensions (longueur, diamètre). Un résumé des compositions et propriétés mécaniques des gammes de bétons est donné au Tableau 2-1. La rhéologie désirée ainsi que l'application structurelle sont les principaux facteurs qui dicteront le choix de composition des fibres.

Les bétons fibrés à haute performance (BFHP) avec fibres d'acier sont généralement composés de longues fibres, communément appelées macrofibres, de longueur variable allant de 35 à 60 mm et de diamètre allant de 0.5 à 0.1 mm (Charron, 2011). Un dosage variant entre 0.5 à 1.5 %-vol. est couramment utilisé. Généralement, une quantité du gros granulat équivalente au volume de fibres ajouté est retranchée de la formulation. En ce qui concerne le béton fibré à ultra-haute performance (BFUP), sa matrice est composée d'une très faible quantité de gros granulats, voire une absence totale, et d'un faible rapport Eau/Liant (E/L) qui font en sorte d'améliorer sa compacité et sa microstructure et procure des résistances mécaniques très élevées (Charron, 2011). Un dosage plus élevé en microfibres (longueur variant de 0.5 à 2 mm et diamètre de 0.1 à 0.2 mm) variant de 2 à 6 %-vol. est ajouté à la formulation du BFUP. Une quantité équivalente de sable fin est retranchée au matériau pour incorporer les fibres.

Tableau 2-1: Caractéristiques des catégories de bétons (Charron & Desmettre, 2013)

Composition	BO	BHP	BFHP *	BFUP
Rapport eau/liant	≥ 0.40	0.30 à 0.40	0.30 à 0.40	0.15 à 0.25
Liant	300-400 kg/m ³	350 à 450 kg/m ³	350 à 550 kg/m ³	800 à 1000 kg/m ³
Ajouts minéraux	Parfois	Oui	Oui	Oui
Sable	Oui	Oui	Oui	Oui
Pierre	Oui	Oui	Oui	Non
Fibres	Non	Non	40 à 120 kg/m ³ (0.5 à 1.5 %-vol.)	160 à 480 kg/m ³ (2 à 6 %-vol.)
Propriétés	BO	BHP	BFHP *	BFUP
Compression - f'_c	20 à 40 MPa	50 à 90 MPa	50 à 90 MPa	120 à 180 MPa
Traction - f'_t	1.5 à 2.5 MPa	3.0 à 4.5 MPa	3.0 à 4.5 MPa	7 à 15 MPa
Module - E_c	20 à 25 GPa	25 à 35 GPa	25 à 35 GPa	30 à 45 GPa

* : Dosage en fibre minimal de 0.5% pour réduction de perméabilité et apport structural significatifs

2.2.2 Propriétés mécaniques et mode de fissuration

L'intérêt des bétons fibrés se manifeste par leur meilleur contrôle de la fissuration, leur capacité portante en flexion et cisaillement plus élevée, leur ductilité améliorée en traction et enfin leur durabilité accrue en service. Les BFHP et BFUP ont une matrice cimentaire ayant un comportement fragile à l'atteinte de leur résistance en traction. C'est grâce à la reprise partielle de l'effort de traction par les fibres que ces matériaux présentent un comportement ductile.

Notamment, la Figure 2-1 montre le comportement mécanique en traction des bétons courants. L'évolution de la contrainte est présentée en fonction de la déformation jusqu'à l'atteinte d'une macrofissure localisée, ensuite son évolution se poursuit avec l'ouverture de la macrofissure. Le Béton Ordinaire (BO) et le Béton à Haute Performance (BHP) montrent un comportement fragile dès l'atteinte de la macrofissure localisée. Cette macrofissure localisée apparaît à la fin de la phase élastique, à l'atteinte de la résistance ultime en traction du béton. En y insérant des macrofibres, le BFHP montre un comportement adoucissant à l'atteinte de la macrofissure localisée. Cette phase adoucissante se définit par une réduction progressive de la résistance, typique des bétons fibrés conventionnels. En ce qui concerne le BFUP, celui-ci présente également une phase adoucissante en plus d'avoir une résistance ultime en traction supérieure avant l'atteinte de la résistance ultime, mais c'est surtout son comportement écouissant qui le distingue des bétons de fibres conventionnels (Denarié et al., 2004). Cette phase écouissante, située entre la résistance de la matrice et la résistance ultime, lui permet de développer une multitude de microfissures avant la localisation et lui donne une très grande ductilité en traction.

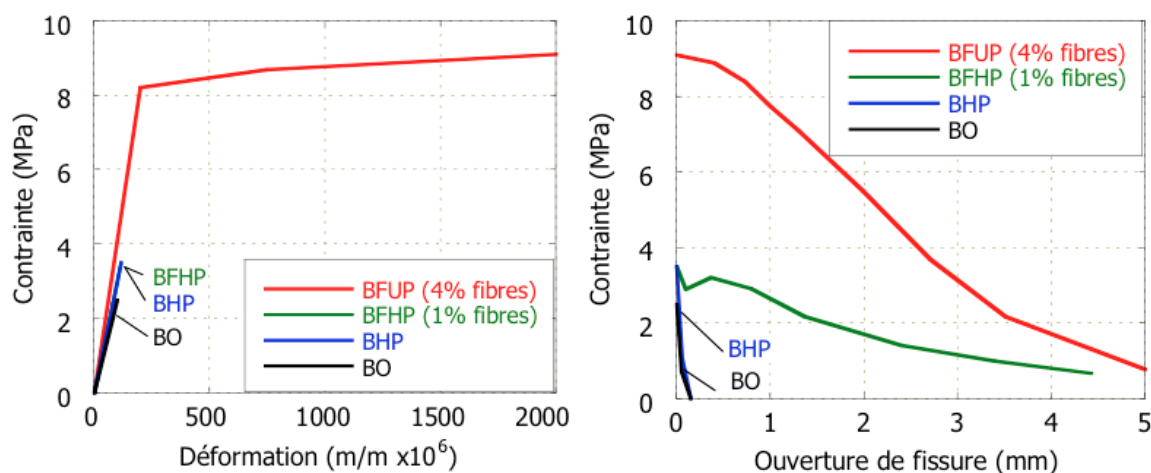


Figure 2-1: Comportement mécanique en traction des gammes de bétons existantes
(Charron & Desmettre, 2013)

La reprise partielle de l'effort de traction par les fibres à travers les fissures varie selon leurs dimensions. L'effet de couture des microfibrilles crée une microfissuration diffuse qui retarde

l'apparition des macrofissures. Ce contrôle augmente la résistance et la ductilité à l'échelle du matériau. En ce qui a trait aux macrofibres, celles-ci s'activent avec l'apparition d'une macrofissure localisée. Elles procurent donc davantage une hausse de résistance et de ductilité à l'échelle structurale, en flexion et en cisaillement. Il importe de mentionner qu'une microfissure se définit comme une fissure petite par rapport aux dimensions d'une éprouvette, ou d'une structure, alors que la macrofissure ne peut pas être considérée comme petite par rapport à ces dimensions (Rossi, 1998). À titre indicatif, la Figure 2-2 illustre le patron de fissuration des gammes de bétons courantes pour une même ouverture de fissure totale de 0.3 mm (Charron & Desmettre, 2013). Les BO et BHP n'auraient qu'une seule ouverture, alors qu'en y ajoutant des macrofibres, le BFHP pourrait développer deux fissures d'ouverture réduite par rapport aux bétons sans fibres. Quant au BFUP, celui-ci développerait de nombreuses microfissures très fines. Cet exemple visuel rend compte de la réduction des ouvertures de fissures due à l'ajout de fibres dans le béton.

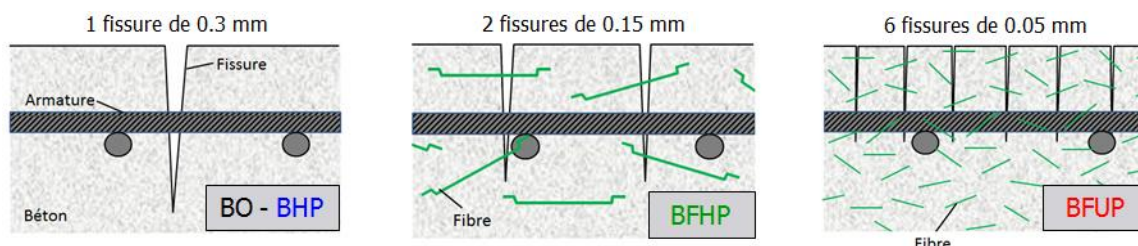


Figure 2-2: Exemple du comportement des bétons vis-à-vis une ouverture de fissure totale de 0.3 mm (Charron & Desmettre, 2013)

Enfin, l'orientation des fibres influence significativement le comportement mécanique des bétons fibrés (Bartos & Duris, 1994; Behloul, 1996). Leur utilisation nécessite donc une bonne compréhension du matériau au niveau de la technique de mise en œuvre et de l'application structurale désirée. Par exemple, il a été mesuré expérimentalement qu'une orientation des fibres défavorable à la reprise de l'effort de traction pouvait réduire de 95 % la longueur de la phase écrouissante et de 60 % la résistance ultime en traction du BFUP (Delsol, 2012). Ainsi, ce n'est pas la quantité de fibres introduites dans la matrice qui importe, mais surtout le pourcentage de fibres bien orientées par rapport à l'apparition de fissures potentielles dans la structure.

La section suivante met en évidence comment les particularités du patron de fissuration peuvent influencer la perméabilité du béton et donc la durabilité des infrastructures.

2.3 Perméabilité du béton

Cette section décrit les méthodes expérimentales et les tendances observées concernant la perméabilité du béton à l'état non fissuré et fissuré.

2.3.1 Perméabilité du béton non fissuré

2.3.1.1 Mesure de la perméabilité du béton non fissuré

Il est courant de définir la perméabilité du béton comme étant la capacité d'un matériau poreux à être traversé par un fluide sous l'application d'un gradient de pression (Neville, 1996).

Il existe deux méthodes standardisées de mesure de perméabilité à l'eau du béton à l'état non fissuré, CRD-C48-92 et ASTM D 5084-10. À titre indicatif, le montage de l'essai ASTM D 5084-10 est montré à la Figure 2-3. Ces méthodes ont l'avantage d'être simples et facilement réalisables en laboratoire. Néanmoins, il s'avère que la méthode développée par l'armée américaine (CRD-C48-92) soit non sensible aux bétons à haute performance (Nokken & Hooton, 2008). De nouvelles méthodes émergentes, soit par cinétique de dilatation thermique (Ai et al., 2001), par sollicitation flexionnelle de poutres rigides (Scherer, 2000) et par pressurisation numérique (Grasley et al., 2007) offrent une mesure reproductible et plus rapide de la perméabilité du béton non fissuré. Comme le présent projet de recherche s'intéresse à la perméabilité du béton fissuré, ces méthodes ne seront pas détaillées.

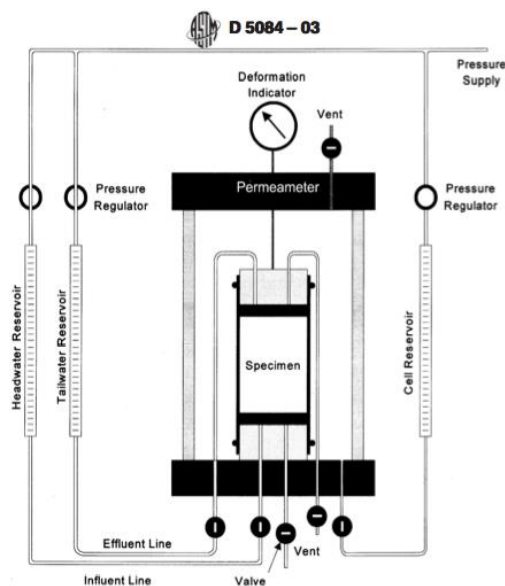


Figure 2-3: Essai de perméabilité du béton non fissuré ASTM D 5084-10

2.3.1.2 Influence de la porosité

Le béton est à la base un matériau hétérogène poreux résultant de l'hydratation du ciment Portland avec l'eau, composé de deux phases solides constitutives, soit la pâte de ciment et les granulats. Bien que la perméabilité du béton sain soit fortement influencée par sa porosité, d'autres paramètres du milieu l'influencent, notamment la connectivité et la tortuosité du réseau poreux, intimement liées à la taille des pores. De plus, la composition du béton (rapport eau/ciment, ajouts minéraux, nature des granulats, granulométrie, etc.) et sa cure, intimement liée au mûrissement, modifient à leur façon le réseau poreux et donc, la perméabilité. L'influence de ces derniers paramètres est présentée brièvement.

La porosité, p , caractérise l'importance des vides d'un matériau donné et se définit comme étant le rapport de la somme des volumes de vide (V_v) sur le volume total (V_t) du matériau : $p = V_v/V_t$. Généralement, la porosité d'un béton ordinaire se situe autour de 10 % du volume total de la structure du béton (Baroghel-Bouny, 1994). Plus spécifiquement, la pâte de ciment est composée d'une porosité intrinsèque (pores de gel) indépendante de sa composition (rapport eau/ciment, type de ciment, etc.) et d'une porosité capillaire représentant les vides interstitiels non comblés par la formation d'hydrates. À ces vides s'ajoutent généralement des bulles d'air entraînées

uniformément au sein de la pâte et, parfois, des vides de compactage peuvent apparaître. Les tailles des pores généralement présents dans un béton ordinaire sont présentées à la Figure 2-4. Parmi ces types de pores, la porosité capillaire est prédominante vis-à-vis les propriétés de transport et son influence est illustrée à la Figure 2-5.

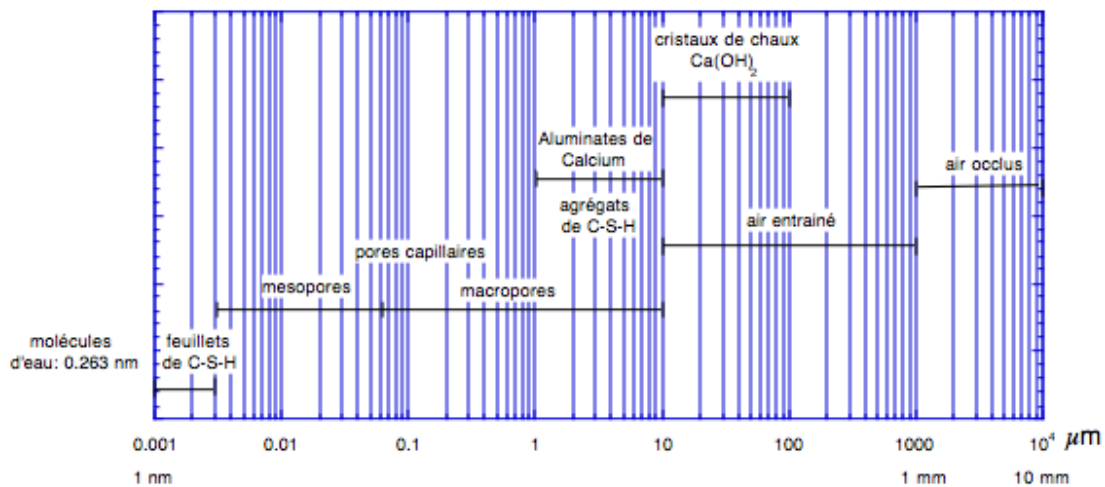


Figure 2-4: Échelle des tailles des composants de la pâte de ciment durcie (Denarié, 2000)

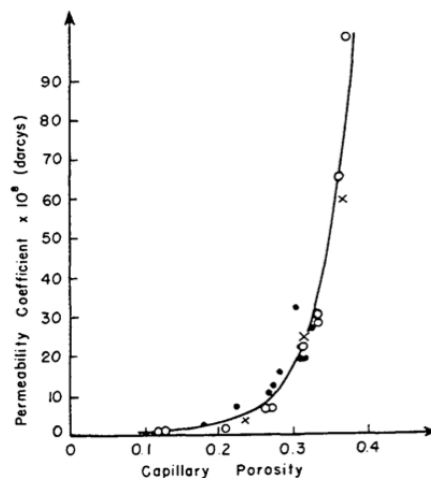


Figure 2-5: Perméabilité d'une pâte de ciment durci en fonction de sa porosité capillaire
(1 Darcy $\approx 10^{-5}$ m/s) (Powers, 1958)

La tortuosité, τ , permet de caractériser le chemin réel parcouru d'un fluide à travers un milieu poreux : $\tau = (L/L_e)^2$ où L est la longueur nominale de parcours d'un fluide et L_e la longueur effective. Il a été montré que la perméabilité est réduite proportionnellement à ce facteur de tortuosité (Bear, 1988).

La connectivité, C , est un paramètre qui caractérise l'état de connexion entre les branches et nœuds d'une structure poreuse. Choinska (2006) la définit comme suit : $C = b - n + 1$ où b est le nombre de branches et n le nombre de nœuds.

Au regard de ces définitions, l'augmentation de la connectivité du réseau poreux réduit d'une part la résistance au fluide. D'autre part, une hausse de la tortuosité des pores réduit la perméabilité du béton non fissuré.

2.3.1.3 Influence de la composition du béton

2.3.1.3.1 Rapport Eau/Ciment

Même s'il n'existe aucune relation directe entre la perméabilité et le rapport eau/ciment (E/C), son influence est significative. Les travaux pionniers de Powers et al. (1954) sur des pâtes de ciment totalement hydratées montrent que la perméabilité du béton est d'autant plus élevée que le rapport E/C augmente (Figure 2-6). Cet effet se fait davantage ressentir pour des rapports E/C supérieurs à 0.40. Cette augmentation peut s'expliquer par l'augmentation de l'interconnectivité du réseau poreux. Une augmentation du volume de la porosité capillaire est généralement observée avec une augmentation du rapport E/C, pour un degré d'hydratation équivalent. D'autres études ont validé l'accroissement de la perméabilité avec l'augmentation du rapport E/C, malgré l'absence de corrélation définie (El-Dieb & Hooton, 1995; Sanjuán & Muñoz-Martínez, 1996).

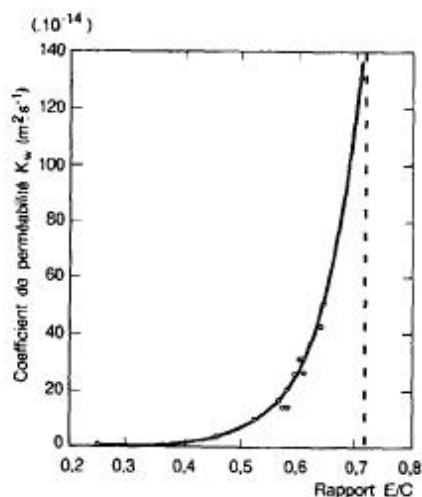


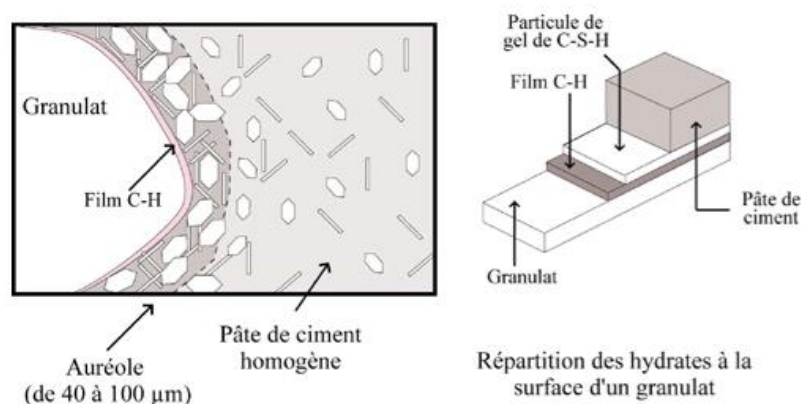
Figure 2-6: Relation entre le coefficient de perméabilité à l'eau des pâtes de ciment totalement hydratée et le rapport E/C (Powers et al., 1954)

2.3.1.3.2 Ajouts cimentaires

La majorité des ajouts minéraux (fumée de silice, cendres volantes, laitiers de haut-fourneau) utilisés en remplacement partiel du ciment modifient les propriétés du béton frais et/ou durci par leur action hydraulique et/ou pouzzolanique. Ces réactions augmentent la quantité d'hydrates formés, conduisant à une porosité plus fine, une microstructure plus dense et donc, à des propriétés de transfert plus faibles. La fumée de silice et filler calcaire amènent aussi un effet de remplissage qui vient réduire la tailles des pores (Kosmatka et al., 2003).

2.3.1.3.3 Granulat

Une ambivalence existe quant à l'influence des granulats sur la perméabilité. D'une part, ceux-ci sont généralement moins perméables que la matrice et, d'autre part, leur addition crée une zone de faiblesse poreuse au voisinage de leur interface avec la pâte de ciment favorisant le passage de l'eau (Figure 2-7). Les ajouts minéraux et la diminution du rapport E/C viennent partiellement réduire cette hétérogénéité à l'interface pâte-granulat.



**Figure 2-7: Interface pâte de ciment - granulat
(modifié de Perez, 2005; dans Courard, 1999)**

La granulométrie peut également influencer le cheminement des propriétés de transport à travers le béton. Une mauvaise distribution des granulats (fuseau granulaire étroit) crée un volume plus important de vides qui facilite le passage de l'eau au sein de la matrice. Ainsi, un béton avec une distribution granulaire étendue possède une microstructure plus dense réduisant sa perméabilité.

2.3.1.3.4 Degré de saturation des pores

Sanjuán et Muñoz-Martialay (1996) ont montré que le degré de saturation des pores affecte grandement la perméabilité au gaz du béton non fissuré, étant un fluide compressible. Leur étude conclut que la perméabilité au gaz augmente avec la diminution du degré de saturation des pores. En ce qui concerne la perméabilité à l'eau, celle-ci augmente plus le degré de saturation des pores est élevé.

2.3.1.3.5 Cure du béton

La période de cure fournit au béton des conditions favorables à l'hydratation du ciment en terme d'humidité et de température, réduisant ainsi sa structure poreuse par la formation progressive d'hydrates. Dans la Figure 2-8 sont reportées des courbes de perméabilité en fonction de la durée de la cure humide relatives à différents rapports eau/ciment. L'importante diminution initiale de la perméabilité rend compte de l'importance d'une bonne cure humide du béton. La Figure 2-8 montre également une diminution de la perméabilité pour une diminution du rapport eau/ciment.

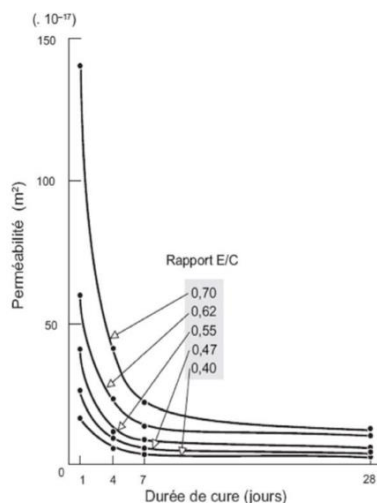


Figure 2-8: Évolution de la perméabilité en fonction de la durée de cure
(Ollivier & Vichot, 2008)

2.3.1.3.6 Résistance en compression

À l'égard de la résistance mécanique du béton, une diminution de la perméabilité est généralement identifiée avec l'accroissement de la résistance, particulièrement avec l'émergence des nouvelles gammes de bétons à haute performance. Reste qu'il n'existe aucune relation empirique permettant d'en établir une corrélation, car la résistance en compression dépend essentiellement de la porosité totale du béton, alors que la perméabilité est davantage influencée par la connectivité du réseau poreux (Abbas et al., 2000).

2.3.2 Perméabilité des bétons à l'état fissuré

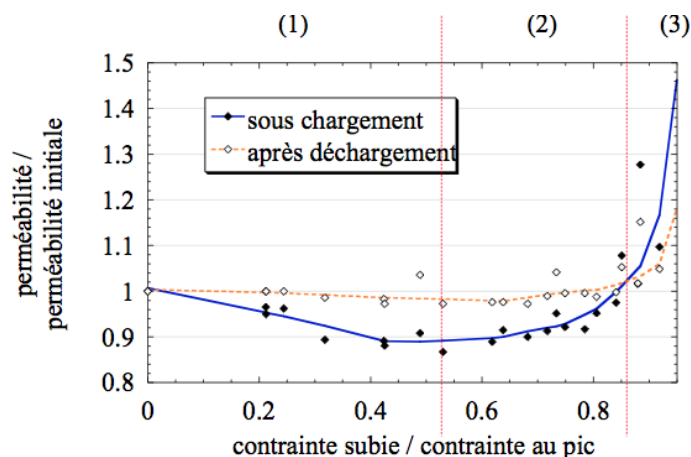
Les propriétés de transfert du béton dans les structures sont modifiées avec l'apparition des fissures. La fissuration offre un chemin préférentiel à l'eau et devient le paramètre dominant à l'égard de la perméabilité du béton. Selon le type de sollicitations imposées au béton, divers patrons de fissuration peuvent être obtenus ayant des impacts différents sur la perméabilité du béton. Cette portion du chapitre est d'abord constituée d'un survol de la perméabilité du béton sollicité en compression. Ensuite, une analyse comparative des différents montages expérimentaux mesurant la perméabilité du béton sollicité en traction sera présentée avant sa

revue détaillée. Logiquement, l'accent est mis sur la perméabilité du béton sollicité en traction, car cette situation est bien plus fréquemment rencontrée dans les éléments structuraux en service. Sous cet état de contrainte, une distinction est faite quant à la perméabilité des bétons non renforcés, renforcés de fibres et renforcés d'armatures continues.

2.3.2.1 Perméabilité des bétons sollicités en compression

De par l'influence directe de la fissuration sur les propriétés de transports de l'eau à travers le béton et donc sur la dégradation du béton, l'intérêt des chercheurs à étudier la perméabilité du béton à l'état fissuré s'est logiquement manifesté depuis une vingtaine d'années. C'est d'abord sous des sollicitations en compression que les premières études de perméabilité du béton fissuré ont été réalisées, pour des raisons de simplicité et de rapidité de mesure.

L'évolution de la perméabilité du béton sollicité en compression jusqu'à sa contrainte ultime peut être décrite par trois phases caractéristiques illustrées à la Figure 2-9 (Choinska, 2006). La première phase (1) présente une légère diminution de la perméabilité causée par la consolidation du réseau poreux engendrée par la force de compression de faible intensité. La seconde phase (2) montre une légère augmentation de la perméabilité imputable à l'affrontement de deux phénomènes opposés : la consolidation des vides versus la création de microfissures aux interfaces pâte-granulat par une force de compression d'intensité moyenne. La troisième phase (3) est décrite par l'augmentation subite de la perméabilité due à la connectivité et la propagation des microfissures sous une force de compression élevée. À cette dernière phase, il avait été présumé que la localisation d'une macrofissure ne s'était encore formée (le chargement était arrêté à 95 % de la contrainte maximale). Pour cette étude, la deuxième phase se situe autour de 40 % à 60 % de la contrainte maximale, alors que la troisième phase débute lorsqu'elle atteint environ 85 %. Logiquement, pour les études où l'endommagement et la mesure de la perméabilité ne sont pas fait simultanément, le profil de perméabilité reste approximativement constant jusqu'à l'atteinte d'un seuil critique où elle augmente nettement (courbe en traits pointillés à la Figure 2-9).



**Figure 2-9: Perméabilité relative en fonction de la contrainte relative en compression
(Choinska, 2006)**

Que le fluide soit sous forme gazeuse ou liquide lors de l'essai, l'évolution de la perméabilité suivra l'une des deux tendances décrites précédemment dans les cas où elle est mesurée pendant ou après le chargement. Toutefois, les conclusions globales vis-à-vis la perméabilité du béton sollicité en compression restent mitigées quant à l'identification du seuil critique pour lequel elle augmente subitement.

Kermani (1991) a réalisé des essais de perméabilité à l'eau, après avoir déchargé les spécimens, sur des disques de 100 mm d'épaisseur et composés de bétons ordinaires, avec cendres volantes et à air entraîné. Le seuil où la perméabilité augmente rapidement a été identifié à 40 % de la contrainte ultime. Dans le cas du béton ordinaire, la perméabilité à l'ultime était 1400 fois plus élevée qu'à l'état initial. Pour Hearn (1999), un seuil critique à 80 % de la contrainte ultime a été identifié pour des disques déchargés provenant de cinq bétons ayant des rapports E/C allant de 0.42 à 0.77. Dans le cas de Samaha et Hover (1992) aucun changement significatif n'est présent jusqu'à l'atteinte d'un seuil établi à 75 %, où la perméabilité augmente ensuite de façon marginale. Banthia et Bhargava (2007) ont mesuré de leur côté la perméabilité simultanément à l'application du chargement en compression. Ils ont noté que la perméabilité est réduite jusqu'à $0.3f_u$ et augmente subitement à $0.5f_u$ dans le cas du béton ordinaire où f_u est la résistance ultime en compression.

Ces divergences de seuil critique menant à l'augmentation de la perméabilité peuvent être imputables à la composition des bétons testés, à la dimension des spécimens, à la fermeture résiduelle des fissures dans les cas où la perméabilité est mesurée après déchargement, au gradient de pression appliqué, au non-équilibre des débits d'eaux d'entrée et de sortie, au type de fluide utilisé et à l'absence d'une procédure standardisée.

2.3.2.2 Perméabilité des bétons sollicités en traction

Le comportement en traction des différentes gammes de bétons ainsi que leur renforcement (section 2.2.2) influence directement le patron de fissuration et donc la pénétration d'eau à travers ceux-ci. C'est pourquoi cette section distingue la perméabilité des bétons non renforcés, renforcés de fibres et armés.

Suite aux essais de perméabilité réalisés sur du béton sollicité en compression, plusieurs chercheurs ont voulu améliorer la représentativité de l'essai de perméabilité en sollicitant le béton en traction. Ainsi, comme aucun test standardisé n'existe, les chercheurs s'intéressant à la mesure de la perméabilité du béton fissuré doivent développer leur propre montage expérimental. La grande majorité des méthodologies adoptées procèdent d'abord par l'endommagement des spécimens, puis à leur déchargement avant de réaliser l'essai de perméabilité (Akhavan et al., 2012; Aldea et al., 1999; Kollek, 1989; Ludirdja et al., 1989; Picandet et al., 2009; Rapoport et al., 2002). Un exemple typique de ces montages est illustré à la Figure 2-10a. La majorité des procédures d'endommagement vont solliciter le béton de manière indirecte en traction (essai de fendage), favorisant ainsi la formation d'une fissure unique (Akhavan et al., 2012; Aldea et al., 1999; Picandet et al., 2009; Rapoport et al., 2002). Certaines études (Charron et al., 2007, 2008) favorisent la localisation d'une fissure à l'aide d'entailles dans les spécimens soumis à de la traction uniaxiale. D'autres chercheurs (Lawler et al., 2002, 2005) ont opté pour un chargement direct en traction uniaxial (sans entailles) afin d'obtenir un patron de fissuration plus représentatif de celui retrouvé dans les infrastructures, soit un patron comprenant plusieurs fissures. Afin d'améliorer les correspondances entre les mesures de perméabilité et d'endommagement, ces essais mesurent également la perméabilité simultanément avec le chargement de traction uniaxial (Figure 2-10b). Ceci permet d'établir directement un lien perméabilité-ouverture de fissure, versus la considération des fermetures résiduelles des ouvertures générées lorsque l'essai de perméabilité suit l'endommagement mécanique des spécimens. Finalement, afin de s'approcher

davantage du comportement des ouvrages, la présence d'armature a été incorporée dans des essais de perméabilité en traction uniaxiale (Desmettre & Charron, 2012, 2013).

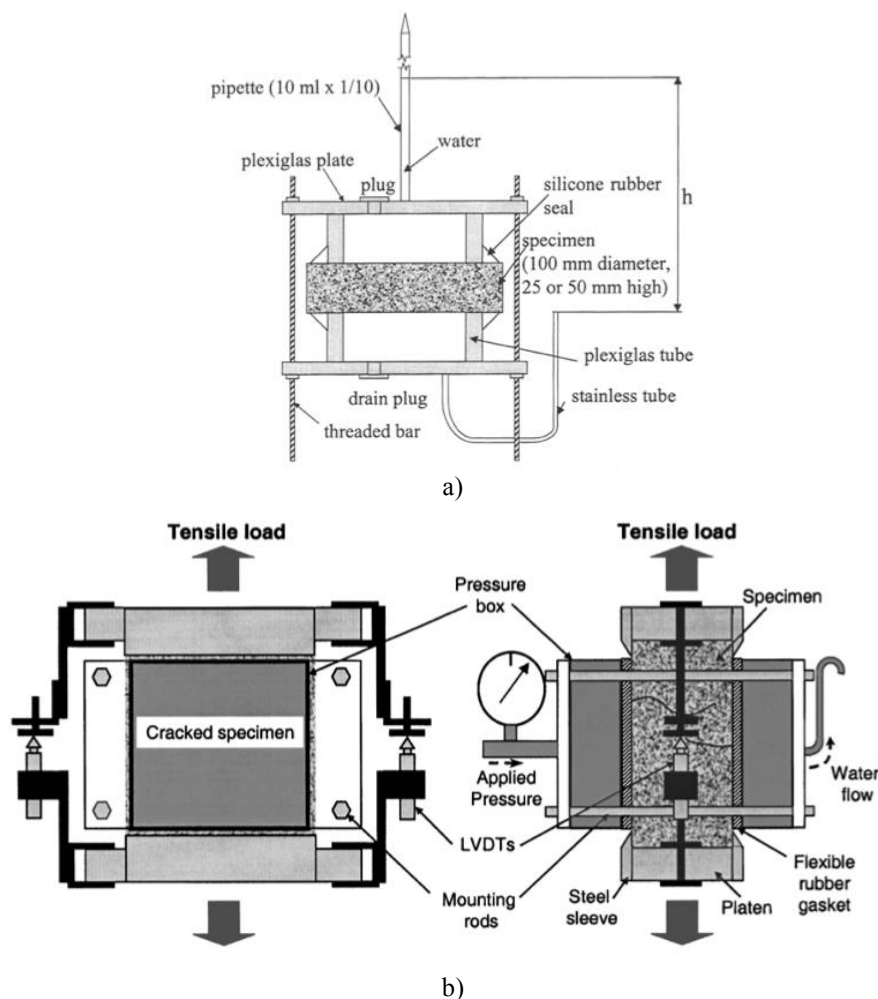


Figure 2-10: Dispositifs de perméabilité types

a) Spécimen déchargé et sollicité en traction indirecte (Aldea et al., 1999),

b) Spécimen sollicité en traction uniaxiale avec mesure simultanée de la perméabilité (Lawler et al., 2005)

2.3.2.2.1 Béton non renforcé

La majorité des études sur la perméabilité du béton non renforcé sont réalisées sur des spécimens cylindriques soumis à l'essai de traction par fendage. Concrètement, ces études ont surtout permis

de bien caractériser l'influence d'une ouverture de fissure à l'égard de la perméabilité. Plus précisément, la loi de Poiseuille (Équation 2-1) décrit l'écoulement d'eau à travers une fissure idéalisée et révèle que celui-ci suit une évolution cubique avec son ouverture de fissure :

$$Q = \frac{\xi \Delta p b w^3}{12 \eta d} \quad (2-1)$$

Avec	Q	l'écoulement d'eau à travers une fissure idéalisée (m ³ /s);
	ξ	le facteur de réduction tenant compte de la rugosité de la fissure (-);
	Δp	la différence de pression entre l'intérieur et l'extérieur de la fissure (N/m ²);
	b	la longueur nominale de la fissure (m);
	w	l'ouverture de fissure (m);
	η	la viscosité absolue du fluide (Ns/m ²);
	d	la longueur de chemin d'écoulement (m).

À priori, cette loi suppose l'écoulement laminaire d'un fluide incompressible (i.e. l'eau) et considère une fissure idéalisée, c'est-à-dire une ouverture composée de deux plans parallèles lisses. Cependant, les fissures ne possèdent jamais de telles caractéristiques en réalité. L'introduction d'un facteur de réduction, ξ , tenant compte de la rugosité en surface et de la tortuosité des fissures, est ajouté à l'Équation 2-1 afin de rendre possible son application au béton. Une représentation visuelle de la rugosité d'une ouverture de fissure est présentée à la Figure 2-11.

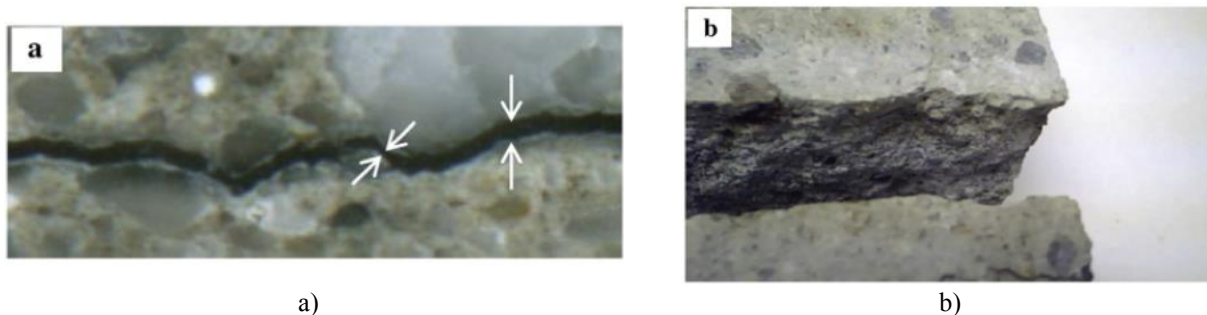


Figure 2-11: Représentation du facteur de réduction ξ sur une ouverture de fissure (Akhavan et al., 2012)

a) Tortuosité, b) Rugosité en surface

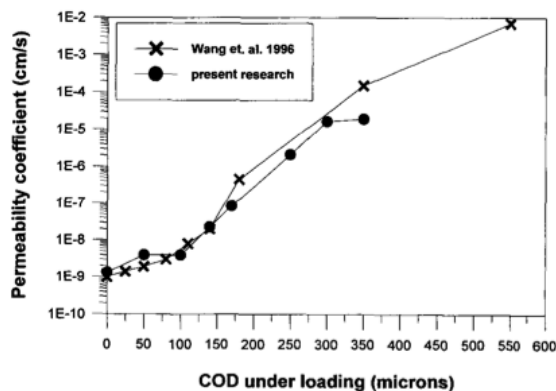
Des études proposent des valeurs empiriques du coefficient de réduction ξ (Tableau 2-2). Elles dépendent grandement du type de béton testé et varie aussi pour un même type de béton. Ce faisant, une grande incertitude reste attribuable à ces valeurs. Néanmoins, une diminution de ce coefficient est identifiée lorsque des fibres sont ajoutées. Ceci peut s'expliquer par le plus grand nombre d'ouvertures fines amenant une rugosité supérieure.

Tableau 2-2: Facteur de réduction ξ pour différentes études

Étude	Type de sollicitation	Type de béton	coefficient de réduction ξ
(Clear, 1985)	Traction indirecte	BO	0.037 à 0.296
(Tsukamoto & Wörner, 1991)	Traction uniaxiale sur spécimens avec encoches	BO et BRF	0 à 0.1
(Aldea et al., 2000)	Traction indirecte	BO	0.27
		BO	0.03*
(Picandet et al., 2009)	Traction indirecte	BHP	0.1*
		BFUP	0.01*
(Charron et al., 2008)	Traction uniaxiale sur spécimens avec encoches	BFUP	0.00091

*Basés sur l'ouverture maximale de fissure.

L'évolution typique du coefficient de perméabilité à l'eau du béton non renforcé sollicité en traction indirecte est initialement stable et très faible à l'état non fissuré et augmente subitement à l'atteinte de la fissuration (Figure 2-12). Ensuite, le coefficient de perméabilité croît avec l'ouverture de fissure. C'est pour un seuil critique d'ouverture de fissures situé autour de 50 à 100 μm (Aldea et al., 1999; Wang et al., 1997), que la perméabilité du béton non renforcé augmente subitement. Akhavan (2012) a montré que la perméabilité du béton fissuré peut atteindre plus de six ordres de grandeur supérieurs à celle du béton sain.



**Figure 2-12: Coefficient de perméabilité en fonction de l'ouverture de fissure
(Aldea et al., 1999)**

2.3.2.2.2 Béton renforcé de fibres

Il a été discuté à la section 2.2.2 que l'ajout de fibres au béton modifie la morphologie des fissures. Les fibres apportent un meilleur contrôle de la fissuration, de sorte qu'ils contribuent à refermer les ouvertures de fissures en transmettant l'effort de traction à travers celles-ci. Les fibres conduisent à la formation d'un plus grand nombre de fissures plus fines. La pénétration de l'eau étant proportionnel au cube de l'ouverture des fissures (section 2.3.2.2.1), l'ajout de fibres réduit donc la perméabilité du béton fissuré. À cet égard, les conclusions générales de plusieurs études (Charron et al., 2008; Desmettre & Charron, 2012; Lawler et al., 2002, 2005; Rapoport et al., 2002) montrent qu'une réduction de la perméabilité est relevée pour tous les bétons fibrés par rapport aux bétons conventionnels, peu importe le dosage utilisé (Figure 2-13 à Figure 2-16). Rapoport et al. (2002) identifient un seuil critique d'ouverture de fissures où la perméabilité à l'eau du béton devient plus importante autour de 100 μm (valeur similaire au béton non renforcé). Ce seuil est situé à environ 25 μm pour Picandet (2009) qui a mesuré la perméabilité à l'air du béton fissuré.

Les résultats obtenus sur des tirants composés de béton fibrés à haute performance avec 1 % de macrofibres métalliques sont illustrés à la Figure 2-16 où la mesure est réalisée simultanément au chargement statique en traction uniaxial (Desmettre & Charron, 2012). L'évolution de la perméabilité à l'eau est présentée en fonction du niveau de contrainte dans la barre d'armature (10M) enrobée de béton. Les courbes illustrent que la perméabilité est stable et très faible jusqu'à l'atteinte d'une contrainte d'environ 100 MPa et 150 MPa, respectivement pour le BHP et BRF, et

augmente progressivement avec l'endommagement jusqu'à la plastification des armatures. Peu importe le niveau de contrainte appliqué, la perméabilité est réduite avec le béton fibré. De plus, l'ajout d'un intervalle de confiance de 90 % permet d'apprécier le réel potentiel du béton fibré en terme de durabilité par la formation de deux fuseaux distincts.

Il importe de mentionner que les études favorisant l'apparition d'une seule fissure sous une sollicitation en traction indirecte (Picandet et al., 2009; Rapoport et al., 2002) mesurent la perméabilité sur des spécimens déchargés avec incréments d'ouvertures de fissures prédéterminées. Cette méthode ne permet pas d'apprécier les gains apportés par les fibres à leur juste valeur, puisqu'elle empêche que d'autres fissures d'ouvertures plus fines se forment tel que retrouvé dans un élément structural. Ceci est particulièrement désavantageux pour les BRF qui présentent davantage de multifissuration que le béton conventionnel.

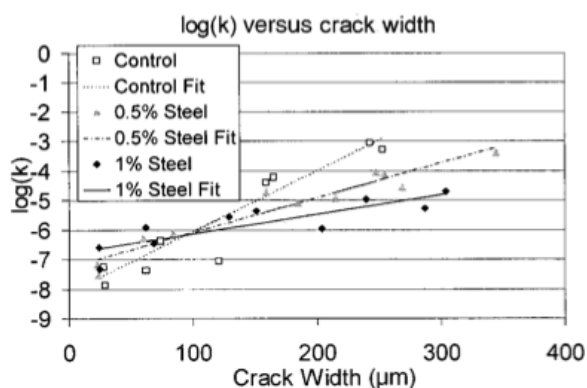


Figure 2-13: Perméabilité à l'eau versus l'ouverture de fissure (Rapoport et al., 2002)

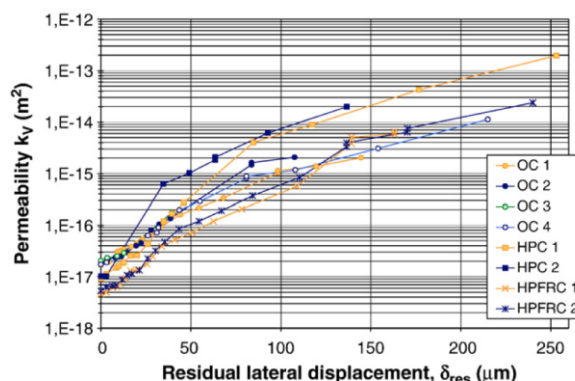


Figure 2-14: Perméabilité à l'air versus le déplacement latéral résiduel (Picandet et al., 2009)

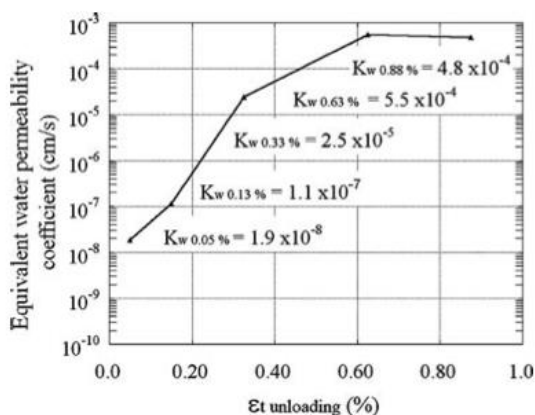


Figure 2-15: Perméabilité à l'eau équivalente versus la déformation résiduelle (Charron et al., 2008)

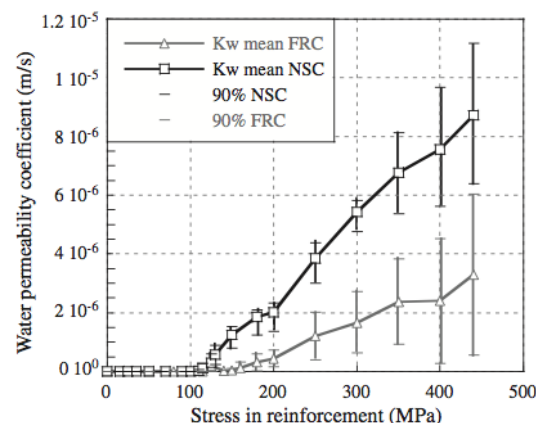


Figure 2-16: Perméabilité à l'eau versus la contrainte dans la barre d'armature (Desmettre & Charron, 2012)

Lawler et al. (2002, 2005) ont démontré l'intérêt d'une combinaison de deux tailles de fibres sur la réduction de la perméabilité de mortiers (Figure 2-18a) et de bétons (Figure 2-18b). L'effet synergique venant d'une composition micro-macrofibres suggère une amélioration du contrôle de la fissuration dû à leur mécanisme d'interaction respectif: les microfibres contrôlent les microfissures et retardent la localisation de macrofissures, stade où les macrofibres s'activent à leur tour pour contrecarrer l'ouverture des fissures localisées (Figure 2-17). Les résultats (Figure 2-18) montrent sans contredit qu'une composition hybride de fibres réduit la perméabilité, reste qu'un tel choix versus une composition singulière de fibre demeure mitigé. La condition composée d'un mélange de fibres de PVA (microfibres) et d'acier (macrofibres) a montré les meilleures réductions de perméabilité pour les mortiers (Figure 2-18a) contrairement à la condition composée de macrofibres d'acier pour les bétons (Figure 2-18b). Les différents dosages en fibres rendent difficile la comparaison des mortiers et bétons, ces derniers nécessitant une réduction du dosage afin d'obtenir la rhéologie désirée. Les auteurs font l'hypothèse que la performance réduite du béton versus le mortier pour la condition hybride est relié au plus faible rapport eau/ciment du béton (moins de 0.33) contrairement au mortier (0.45) qui rend la matrice beaucoup plus dense. Ceci aurait apporté une meilleure adhérence aux microfibres et les aurait menées à la rupture au lieu de glisser par perte d'adhérence, la rupture nécessitant moins d'énergie d'où une perte d'efficacité des microfibres à contrôler les ouvertures. D'autres essais pourront mieux situer le potentiel d'une composition hybride de fibres sur la perméabilité.

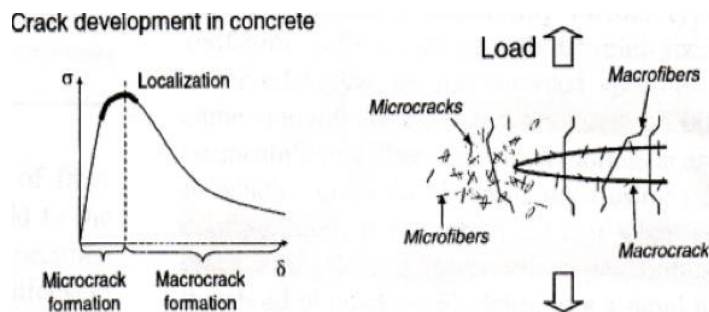


Figure 2-17: Comportement mécanique d'une composition hybride de fibres sur la fissuration (Lawler et al., 2002)

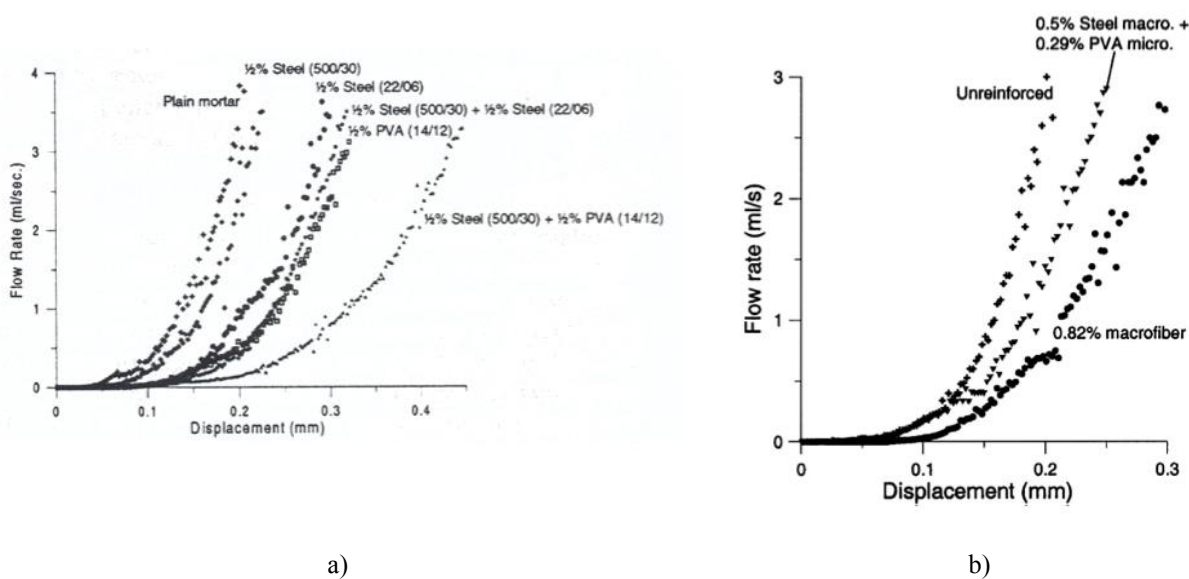


Figure 2-18: Débit d'eau en fonction du déplacement

a) à travers des mortiers (Lawler et al., 2002), b) à travers des bétons (Lawler et al., 2005)

2.3.2.2.3 Béton conventionnel

L'ajout d'armatures continues dans le béton améliore significativement la capacité portante du béton et joue essentiellement le même rôle que les fibres, soit de contrôler la fissuration par la reprise d'efforts de traction. La principale différence entre ces deux types de renforcement réside

dans leur mode d'action: une action localisée dans le cas d'armatures continues, versus une action diffuse dans tout le volume pour les fibres. Très peu d'études ont à ce jour étudié la perméabilité du béton armé, la complexité de mesure en laboratoire peut expliquer ce constat. Le comportement à la fissuration du béton armé a été présenté à la Figure 2-2 de la section 2.2.2, il met en évidence que l'ouverture de fissure au voisinage de la barre est réduite contrairement à l'ouverture près de la surface du béton. Cette action de l'armature vient réduire la perméabilité du béton armé versus un béton non armé (Greiner & Ramm, 1995; Riva et al., 1999). De plus, le diamètre des barres, leur distribution, le taux d'armature et l'adhérence acier-béton ont également une influence sur la fissuration et donc sur la perméabilité du béton armé.

En étudiant la perméabilité à l'air de tirants en béton ordinaire (BO) et à haute performance (BHP) avec divers taux d'armatures, diamètres de barres et dispositions, Mivelaz (1996) conclut que le taux d'armature est le critère dominant sur la réduction de la perméabilité. Plus ce taux est élevé, plus l'espacement entre les barres d'armatures est réduit et plus les ouvertures sont fines, conduisant ainsi à une diminution de la perméabilité. Notamment, celui-ci différencie les fissures principales qui traversent le spécimen aux fissures secondaires qui ne font que gêner l'ouverture des fissures principales. Or, ce sont les fissures traversantes qui influencent significativement la pénétration d'eau. La Figure 2-19 met en évidence la diminution de l'ouverture des fissures principales avec l'augmentation du pourcentage d'armature, contrairement aux fissures secondaires qui présentent toujours la même ouverture avec différents taux d'armatures. Les courbes sont données pour les BO et BHP testés avec deux ou trois lits d'armatures lorsque les tirants atteignent une déformation de 1.50 %. La Figure 2-20 montre l'évolution du débit d'eau en fonction de la déformation des tirants ayant diverses distributions et diamètres d'armatures. La pénétration d'eau est d'autant plus faible que le pourcentage d'armature est élevé. Les travaux de Greiner et Ramm (1995) et Riva et al. (1999) indiquent également qu'une hausse du taux d'armature réduit la perméabilité.

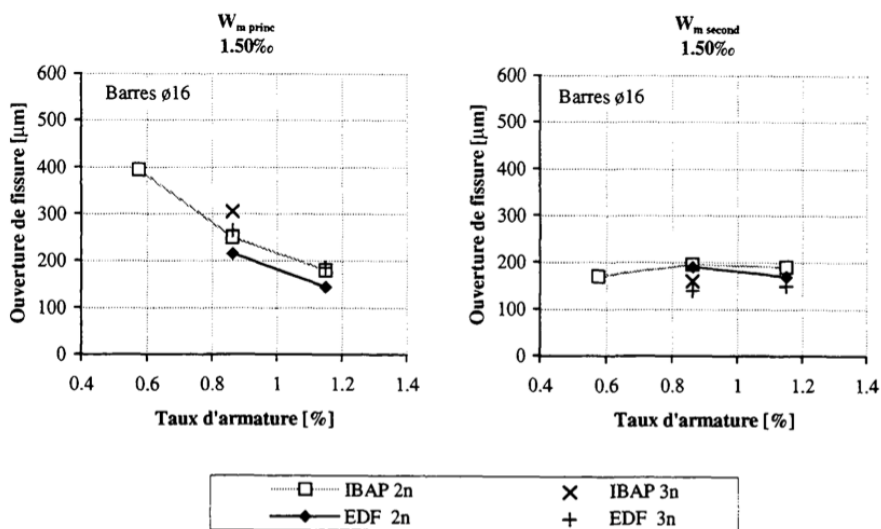


Figure 2-19: Ouverture de fissures principales et secondaires en fonction du taux d'armature (Mivelaz, 1996)

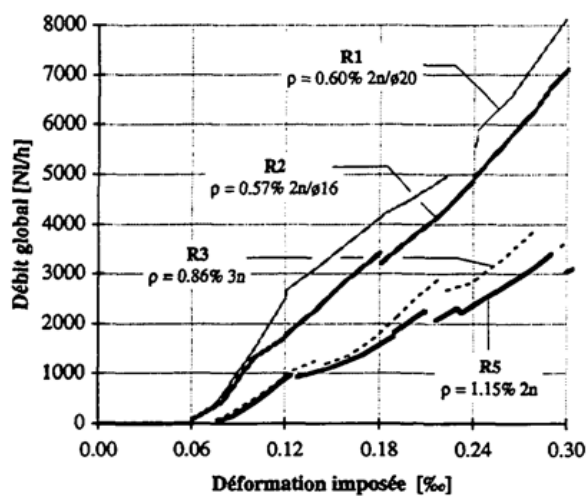


Figure 2-20: Débit global en fonction de la déformation imposée (Mivelaz, 1996)

Dans l'étude de Ujike et al. (1990), une comparaison de la perméabilité à l'air avec des diamètres d'armature de 16 à 25 mm pour une même section indique que l'infiltration augmente plus le diamètre est important (Figure 2-21a). Ceci confirme que les petits diamètres de barres sont préférables pour contrôler les ouvertures de fissures car leur action est mieux distribuée qu'avec

des barres de grand diamètre. Ujike et al. (1990) ont aussi mis en évidence la réduction de la perméabilité avec l'augmentation du rapport recouvrement / diamètre de la barre (Figure 2-21b).

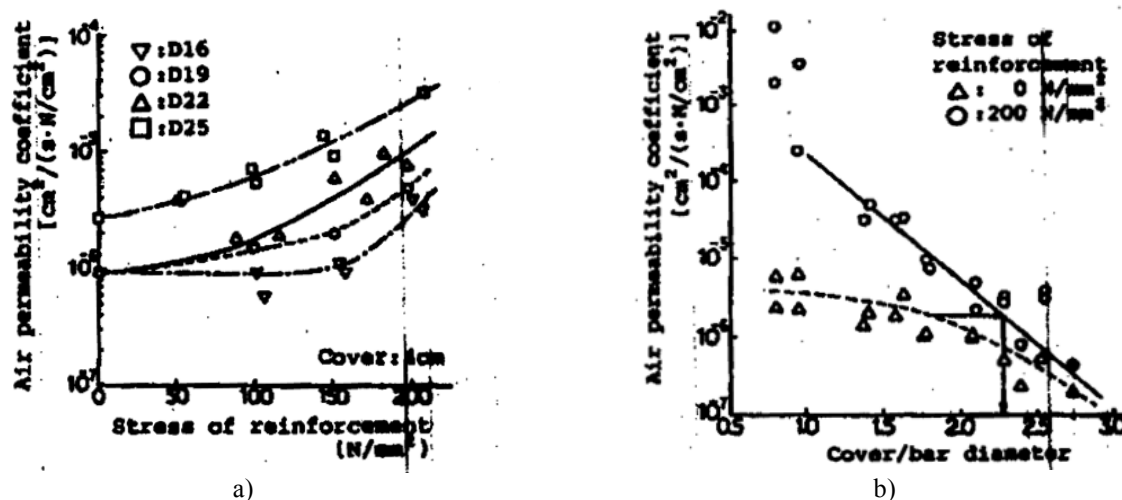


Figure 2-21: Perméabilité à l'air (Ujike et al., 1990)

a) en fonction de la contrainte dans la barre d'armature, b) en fonction du rapport recouvrement de béton/diamètre de la barre

En ce qui concerne l'adhérence entre les barres d'acier et le béton, Mivelaz (1996) indique que plus l'adhérence est efficace, plus il y aura présence de fissuration secondaire (multifissuration avec faible ouverture), gênant ainsi davantage la pénétration d'eau.

2.3.3 Informations à retenir

Les études portant sur la perméabilité du béton ont démontré que l'ajout de renforcement d'armature continue ou de fibre contribue significativement à réduire la perméabilité du béton. Néanmoins, le manque de données disponibles confirme la pertinence de réaliser une étude plus systématique de l'impact de différents dosages en fibres et pourcentages d'armatures sur des spécimens identiques. Aussi, l'effet synergique des fibres et des armatures continues est peu connu et devrait être étudié, puisque cet effet sera présent dans les structures. De fait, il est peu probable de retrouver des éléments structuraux renforcés de fibres seulement (mis à part les dalles sur sols). Enfin, peu d'études ont procuré des informations sur la perméabilité des bétons armés et sous chargement. Il s'avère donc important d'approfondir les connaissances sur la

perméabilité des bétons renforcés des conditions de chargement représentatives de celles retrouvées dans les structures.

2.4 Critères de conception pour les structures en service

En ce qui concerne les exigences de fonctionnalité et de durabilité des infrastructures en béton armé, les principaux codes de constructions donnent des épaisseurs d'enrobage du béton autour des armatures à respecter et des limitations sur l'ouverture de fissure maximale ou la contrainte maximale de traction dans la barre d'armature (ou les deux) selon diverses conditions d'exposition préjudiciables au béton. De plus, afin d'assurer un bon comportement des éléments structuraux en service, des limites liées aux flèches excessives et au fluage sont également à vérifier à l'étape de la conception. La présentation de l'ensemble des critères de dimensionnement de service est présentée dans cette section.

2.4.1 Épaisseur d'enrobage

Les principales normes proposent des épaisseurs d'enrobage de béton autour des armatures à respecter pour différentes conditions d'exposition de l'ouvrage (Tableau 2-3). Comme les conditions d'exposition identifiées dans les codes varient, celles-ci sont regroupées en trois conditions distinguées par le degré de préjudice qu'aura la fissuration sur la durabilité de la structure. La condition d'exposition où la fissuration est très préjudiciable à la durabilité regroupe les éléments exposés aux intempéries et agents agressifs favorisant la détérioration du béton et la corrosion des barres d'armatures. La condition d'exposition où la fissuration est préjudiciable représente les éléments structuraux exposés aux intempéries, mais où le risque de corrosion et d'attaque par des agents agressifs est moins élevé. Enfin, la condition où la fissuration est peu préjudiciable réfère aux éléments structuraux non exposés aux intempéries, présentant peu de risques de détériorations.

Le choix de l'épaisseur d'enrobage est directement relié aux indicateurs de durabilité prédominants du béton non fissuré, soit la pénétration de l'eau et des agents agressifs par la diffusion et la capillarité (Figure 2-22a). La pénétration de l'eau et des agents agressifs devient contrôlée par un autre indice de durabilité, la perméabilité, à proximité d'une fissure (Figure 2-22b). Ainsi, de plus grandes épaisseurs d'enrobage sont requises pour une exposition où la

fissuration est très préjudiciable (40 à 60 mm) versus une exposition peu préjudiciable (20 à 30 mm). Donc, plus l'épaisseur d'enrobage est élevée, plus elle offre une protection aux armatures contre la pénétration de liquides par diffusion et capillarité.

Tableau 2-3: Épaisseurs d'enrobages minimums selon les principales normes

Origine	Norme	Épaisseur d'enrobage (mm)		
		Fissuration très préjudiciable	Fissuration préjudiciable	Fissuration peu préjudiciable
Europe	Eurocode	50 à 55	35 à 45	20 à 25
Canada	CSA A23.3-04	60	40	20 à 30
États-Unis	ACI 318-03	60	40	20 à 30
Suisse	SIA 262	40 à 45	30 à 35	20

Ce tableau résume de manière générale les recouvrements à respecter, le lecteur est référé aux normes pour obtenir des informations détaillées. Les valeurs du tableau ne contiennent pas les épaisseurs d'enrobages associés au béton exposé au sol en permanence.

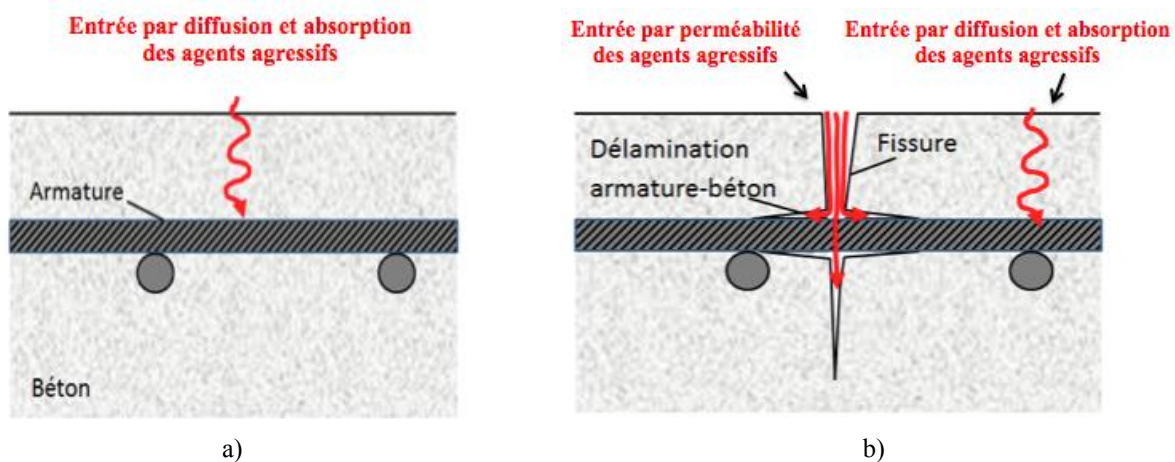


Figure 2-22: Pénétration d'eau et d'agents agressifs dans le béton non fissuré
(adapté de Charron & Desmettre, 2013)

a) béton non fissuré, b) béton fissuré

2.4.2 Ouverture de fissure

De manière à limiter la pénétration de l'eau et des agents agressifs dans le béton armé fissuré les codes proposent des ouvertures de fissures maximales selon les conditions d'exposition du béton. Il importe de rappeler qu'à proximité d'une fissure la pénétration de liquide sera contrôlée par la perméabilité du béton.

Le Tableau 2-4 se veut un résumé des limitations d'ouvertures de fissures dictées par les principaux codes de constructions. Ces ouvertures de fissures sont de 0.2 mm pour une exposition où la fissuration sera très préjudiciable à la durabilité. Pour la condition où la fissuration est préjudiciable, l'ouverture de fissure maximale varie de 0.25 mm à 0.33 mm selon les codes de construction. L'ouverture de la condition d'exposition reliée à une fissuration peu préjudiciable est limitée à des valeurs se situant autour de 0.35 mm à 0.43 mm.

À titre indicatif, la norme canadienne (CSA A23.3-04) propose un calcul empirique de l'ouverture de fissure (Équation 2-2) dans le béton armé conventionnel. Cette équation considère l'aire moyenne de béton par barre d'armature (A), la contrainte moyenne dans l'acier (f_s) qui tient compte de l'inertie à l'état fissuré du béton, la distance entre la fibre tendue et les aciers de flexion (d_c) et le coefficient h_2/h_1 équivaut au rapport de la distance de la fibre tendue au centre de gravité de la section de béton sur la distance du centre de gravité des armatures au centre de gravité. Le comportement post-fissuration des BRF étant nettement supérieure au béton conventionnel, cette équation n'est pas applicable aux BRF. Certains chercheurs ont commencé à proposer des équations d'ouverture de fissures pour tenir compte de la présence de fibres dans le béton (Ganesan et al., 2013; Moffatt, 2001).

$$w = 11f_s \sqrt[3]{d_c A} \frac{h_2}{h_1} \times 10^{-6} \quad (2-2)$$

Il est à noter que plusieurs codes ne font aucune distinction entre une exposition où la fissuration est très préjudiciable et simplement préjudiciable. Pourtant il est très réducteur de considérer que toutes les structures exposées subissent des conditions d'égale sévérité. Curieusement plusieurs codes proposent trois épaisseurs d'enrobage selon la sévérité des conditions d'exposition (CSA

A23.3-04, ACI-318, Eurocode), mais ceci n'apparaît pas nécessairement pour les limites d'ouverture de fissures.

Tableau 2-4: Ouvertures de fissures admissibles selon les principales normes

Origine	Norme	Ouverture de fissure maximale (mm)		
		Fissuration très préjudiciable	Fissuration préjudiciable	Fissuration peu préjudiciable
Europe	Eurocode	-	0.30	0.40
Europe (France)	Eurocode avec modifications de l'annexe nationale française†	0.20	0.30	0.40
Canada	CSA A23.3-04	-	0.33	0.40
Canada	CSA S6-06	-	0.25	0.35
États-Unis	AASHTO LRFD-12	-	0.32	0.43
États-Unis	ACI 318-95*	-	0.33	0.40
Brésil	ABNT NBR 6118-03	0.20	0.30	0.40
Angleterre	BS 8110	-	0.30	-

†L'Eurocode précise que l'ouverture de fissure limite peut être fournie par l'annexe nationale d'un pays donné.

*Ces limites ne sont plus données dans les nouvelles versions du code ACI 318.

2.4.3 Contrainte dans la barre d'armature

Le Tableau 2-5 rapporte les contraintes admissibles dictées par les principaux codes de constructions. Celles-ci sont également présentées selon l'impact de la fissuration vis-à-vis la durabilité du béton armé. Plusieurs normes identifient ces contraintes admissibles selon les dimensions des éléments, le type de sollicitation (flexion ou traction directe), les propriétés du béton (module élastique, résistance en compression, etc.), la disposition et type des armatures (nombre de lits, barres lisses ou adhérentes). De manière à établir une comparaison entre les valeurs suggérées par les normes, les contraintes admissibles sont données pour les dimensions et la configuration des tirants en béton armé à l'étude dans ce projet de recherche, ces valeurs variant légèrement pour une autre configuration. Ainsi, les contraintes admissibles calculées pour le tirant de ce projet se situent en moyenne autour de 180 MPa, de 265 MPa et 330 MPa pour des expositions où la fissuration est très préjudiciable, préjudiciable et peu préjudiciable à la durabilité, respectivement. À nouveau plusieurs normes ne spécifient pas de valeur pour certains types d'exposition.

Tableau 2-5: Contraintes admissibles selon les principales normes

Origine	Norme	Contrainte maximale de traction dans la barre d'armature (MPa)		
		Fissuration très préjudiciable	Fissuration préjudiciable	Fissuration peu préjudiciable
Europe	Eurocode	-	300	340
Europe (France)	Eurocode avec modifications de l'annexe nationale française†	155*	215*	280*
Canada	CSA A23.3-04	-	300*	360*
Canada	CSA S6-06	-	240	340*
États-Unis	ACI 318-95	-	240	-
Brésil	ABNT NBR 6118-03	220*	270*	315*
Suisse	SIA 262	-	300*	-

†L'Eurocode précise que l'ouverture de fissure limite peut être fournie par l'annexe nationale d'un pays donné.

*Valeurs calculées selon les dimensions et chargement (traction directe) des spécimens en béton ordinaire du présent projet de recherche.

2.4.4 Flèche

Plusieurs codes imposent des flèches admissibles à respecter afin d'assurer un bon comportement en service. Les critères de flèche à respecter varient beaucoup, de par leur description et leur limitation. Il est ainsi difficile de les résumer dans un même tableau. De plus, les critères de flèche ne sont pas reliés à la durabilité, mais plus à la fonctionnalité d'appareil et au confort des usagers. À titre indicatif, le Tableau 2-6 présente les critères de flèche qui sont identiques pour les normes canadienne (CSA A23.3-04) et américaine (ACI-318) où ℓ_n est la portée nette entre les appuis. Ce contrôle permet d'éviter les flèches excessives et donc, d'une certaine manière limite la fissuration.

Tableau 2-6: Valeurs admissibles des flèches (extrait de CSA A23.3-04)

Toitures ne supportant pas d'éléments susceptibles d'être endommagés par les flèches.	Flèche instantanée due aux charges vives.	$\ell_n/180$
Planchers ne supportant pas ou n'étant pas attachés à des éléments susceptibles d'être endommagés par les flèches.	Flèche instantanée due aux charges vives.	$\ell_n/360$
Planchers ou toitures attachés ou supportant des éléments susceptibles d'être endommagés par les flèches.	Incrément de flèche après l'attachement des éléments fragiles, incluant les flèches à long terme et les flèches instantanées.	$\ell_n/480$
Planchers ou toitures attachés ou supportant des éléments non susceptibles d'être endommagés par les flèches.	Incrément de flèche après l'attachement des éléments fragiles, incluant les flèches à long terme et les flèches instantanées.	$\ell_n/240$

2.4.5 Fluage

Les codes de constructions limitent également la flèche en service des éléments structuraux par le biais d'un seuil critique de chargement où la déformation de fluage du béton n'est plus considérée proportionnelle à la contrainte de compression qui lui est appliquée. Ce seuil limitant la contrainte de compression dans le béton en service se situe entre $0.45 f'_c$ et $0.6 f'_c$ pour les principales normes (ACI 318, CSA A23.3-04, CSA S6-06, Eurocode, SIA 262). Pour des charges de longues durées limitant la contrainte de compression dans le béton comprimé sous le seuil de $0.45 f'_c$ et $0.6 f'_c$ le fluage augmente de 2 à 3 fois la flèche d'un élément en béton armé dans le temps. Dans l'éventualité où ce seuil de contrainte en compression est dépassé en service le fluage peut conduire à la propagation de fissure et augmenter encore plus significativement la flèche d'un élément de structure.

2.4.6 Informations à retenir

Aux vues des informations fournies précédemment sur les critères de conception en service du béton armé, certaines limitations pourraient être pertinentes pour des ouvrages en BRF d'autre moins.

Premièrement, les épaisseurs d'enrobage du béton à respecter devraient rester identiques pour les BRF puisqu'ils dépendent des propriétés de transport de l'eau et des agents agressifs dans le béton à l'état non fissuré. En effet l'apport des fibres est négligeable à l'état non fissuré du béton et ne devraient pas changer les coefficients de diffusion et de capillarité. Les critères actuels pour le béton conventionnels devraient pouvoir être utilisés par les BRF, à moins que ceux-ci présentent une matrice beaucoup plus dense et imperméable tel que celle offerte par le BFUP. Dans ce dernier cas une diminution de l'épaisseur d'enrobage est attendue.

Les critères associés aux flèches excessives et au fluage devraient également demeurer identiques pour les BRF, car ces critères servent à préserver la bonne fonctionnalité des équipements et le confort des usagers en service.

Enfin, il reste à vérifier si les critères associés à l'état d'endommagement et la durabilité du béton fissuré en service, soit les ouvertures de fissures et les contraintes admissibles dans les armatures, sont applicables aux BRF. La pénétration de l'eau et des agents agressifs dans le béton fissuré étant principalement contrôlée par la perméabilité, la campagne d'essais sur la perméabilité des BRF prévus dans ce projet de recherche devrait permettre de statuer sur ce point. L'effet de couture des fibres est très important sur le patron de fissuration des BRF et leur perméabilité, il est donc probable que les critères d'ouvertures de fissure et de contrainte dans les armatures soient sujets à changement pour ces matériaux.

Par ailleurs, l'équation empirique pour le calcul de l'ouverture de fissure de la norme canadienne (CSA A23.3-04) n'est actuellement pas adaptée aux BRF dont le processus de fissuration diffère totalement des bétons conventionnels. Ainsi, l'approche de travail avec des contraintes admissibles dans les armatures pour garantir la durabilité du béton armé en service s'avère plus pertinente pour les BRF dans ce projet de recherche.

2.5 Conclusion

Cette revue détaillée a permis de bien mettre en valeur l'influence significative du patron de fissuration sur la perméabilité du béton. L'apport des fibres procure un excellent contrôle de la fissuration, par la formation d'un nombre supérieur de fissures d'ouvertures plus faibles, et ainsi réduit la pénétration d'eau. Cependant, plusieurs questions restent en suspens vis-à-vis les gains

de durabilité apportés pour différents dosages en fibres et leur combinaison avec les armatures continues.

Les critères de conception en service associés aux limitations d'ouvertures de fissures et aux contraintes dans la barre d'armature du béton sont éventuellement appelés à changer pour les BRF pour tenir compte de leur impact sur la perméabilité du béton fissuré.

En faisant des liens directs entre l'ouverture des fissures, la contrainte moyenne dans la barre d'armature et la perméabilité de tirants conçus en bétons fibrés à haute et ultra-haute performance, le présent projet de recherche permettra de juger de la pertinence des critères de conception en service du béton armé. Dans la situation où les critères ne seraient pas adaptés aux BRF, de nouveaux critères reliés à la durabilité seront proposés afin d'optimiser l'utilisation des propriétés de ces matériaux.

CHAPITRE 3 PROCÉDURE EXPÉRIMENTALE

Cette section présente l'appareil de perméabilité à l'eau développé au laboratoire de structures de l'École Polytechnique de Montréal ainsi que le programme de recherche réalisé pour atteindre trois des quatre objectifs spécifiques du projet, soit : l'étude de la perméabilité du béton armé dans des conditions représentatives de celles retrouvées dans les structures, la détermination de l'influence du dosage en fibres et du pourcentage d'armature sur la perméabilité à l'eau du béton armé et la proposition des critères de conception en service adaptés aux bétons fibrés offrant une durabilité adéquate.

3.1 Description des spécimens à l'étude

La perméabilité à l'eau a été mesurée sur des tirants en béton comprenant une barre d'armature centrée qui ont été sollicités en traction uniaxiale. L'application du chargement en traction a été sélectionnée afin de bien représenter le comportement de la zone tendue d'un élément en béton armé (dalle ou poutre) sollicité en flexion (Figure 3-1). Les tirants ont une longueur de 610 mm et une section transversale de 90 x 90 mm². Les armatures sont de type 10M ($\Phi_b = 11.3$ mm) ou 15M ($\Phi_b = 15.9$ mm). Les bétons ont donc un enrobage d'environ 40 mm, conformément aux normes canadiennes et américaines pour une condition d'exposition où la fissuration est préjudiciable à la durabilité (Tableau 2-3). Les dimensions des tirants ont été choisies dans des travaux antérieurs (Desmettre, 2011) de sorte qu'ils aient un comportement représentatif du béton armé, soit en étant renforcés et pouvant présenter une multifissuration sous chargement.

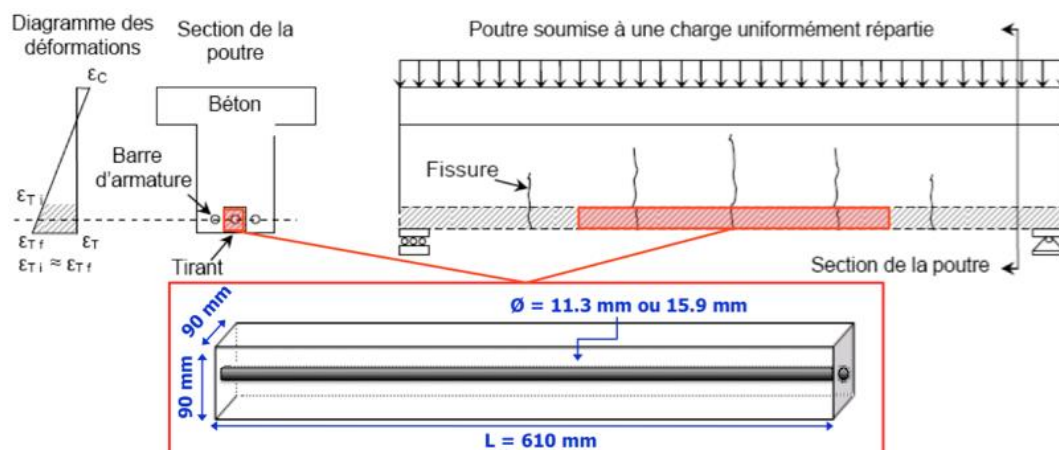


Figure 3-1: Représentativité des tirants dans un élément en béton armé
(modifié de Desmettre & Charron, 2011)

3.2 Dispositif de chargement et de perméabilité

Une nouvelle configuration de l'essai de perméabilité permet d'appliquer aux tirants un chargement en traction uniaxiale quasi-statique de 0.05 mm/min via une presse hydraulique d'une capacité de 2.5 MN, de mesurer la perméabilité à l'eau et de caractériser l'ouverture des fissures simultanément (Figure 3-2). Les mesures d'ouverture et de débit d'eau étant effectuées à l'aide de deux essais complémentaires dans la précédente configuration de l'essai. Une vue éclatée de la cellule de perméabilité (Figure 3-3) met en évidence que deux surfaces de bétons sont exposées à la pénétration d'eau. Toutes les autres faces sont scellées avec une membrane étanche, ainsi un écoulement unidirectionnel à travers le spécimen est obtenu (Figure 3-2). Les faces de béton exposées à l'eau sont initialement saturées d'eau avec des réservoirs en aluminium. Un système de serrage permet d'éviter les fuites d'eau. Pendant que le spécimen est sollicité en traction uniaxiale, une pression est appliquée au cylindre d'entrée, alors que celui de sortie est vide et soumis à la pression atmosphérique. Ceci crée un gradient de pression entre l'amont et à l'aval du spécimen et induit le déplacement d'eau. Le gradient de pression initial est de 50 kPa et correspond à une hauteur d'eau de 5 mètres. À mesure que le tirant s'endommage sous l'effet du chargement en traction, des fissures perpendiculaires à l'axe de chargement (Figure 3-3) apparaissent progressivement et augmentent la pénétration d'eau.

De plus, la nouvelle configuration de l'essai permet la caractérisation de l'ouverture de chacune des fissures en temps réel grâce aux capteurs de déplacements (capteurs PI) installés en quinconce sur les deux faces longitudinales scellées du tirant (Figure 3-4). Ceux-ci sont fixés au béton et sont installés de manière à ne pas mesurer la déformation de la membrane étanche (Figure 3-5). Des capteurs de pression sont installés aux bornes d'entrée et de sortie d'eau du tirant afin de mesurer le gradient de pression. De plus, des capteurs de hauteur différentielle installés à la base des cylindres d'entrée et de sortie permettent la mesure du volume d'eau traversant le tirant, et donc le calcul des débits d'eau entrants et sortants du spécimen. Au final, les données disponibles permettent d'établir une correspondance directe entre la perméabilité à l'eau, la contrainte dans la barre d'armature du tirant, la force appliquée, les ouvertures de fissures et le déplacement du spécimen. Dans le cadre de ce projet, l'étude du comportement des tirants à l'état fissuré a été privilégiée.

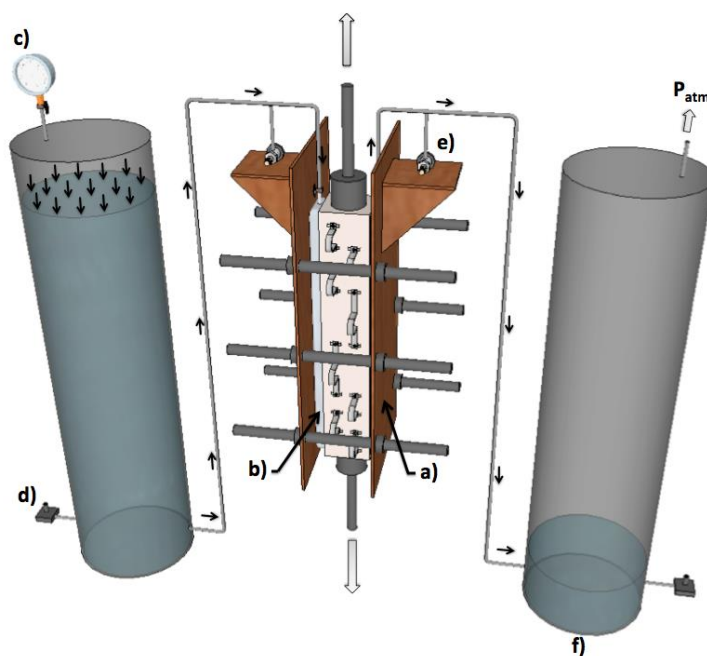


Figure 3-2: Dispositif de chargement et de perméabilité

- a) Système de serrage, b) Réservoir d'eau en aluminium, c) Manomètre et cylindre d'entrée,
d) Capteur de hauteur différentielle, e) Capteur de pression, f) Cylindre de sortie

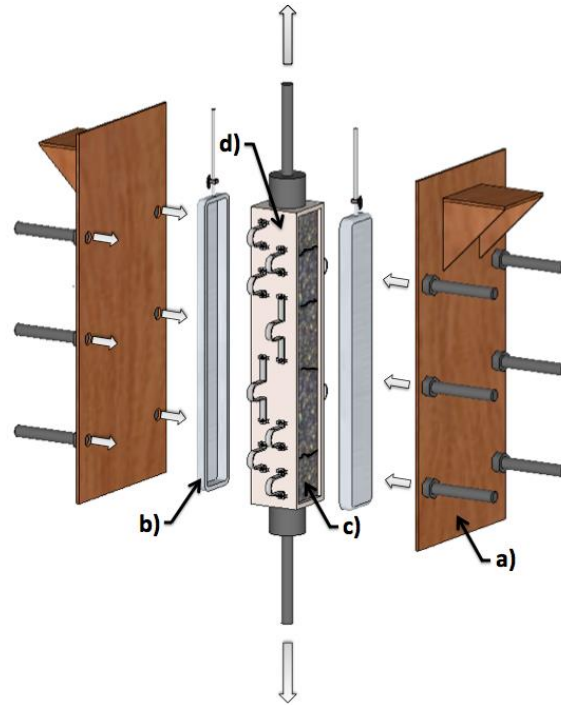
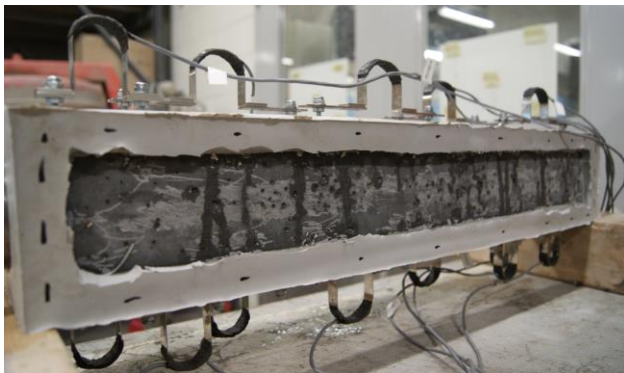
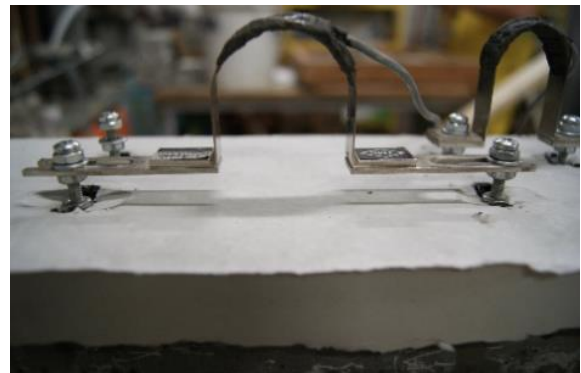


Figure 3-3: Cellule de perméabilité

- a) Système de serrage, b) Réservoir d'eau en aluminium, c) Béton exposé,
d) Membrane étanche et Capteurs PI



**Figure 3-4: Tirant avec face de béton exposée
et capteurs PI**



**Figure 3-5: Capteur de déplacement
(Capteur PI)**

L'évaluation du coefficient de perméabilité, K_w , représentatif de la conductivité hydraulique du béton, est régie par la loi de Darcy (1856) (Équation 3-1). Son application requiert que

l'écoulement d'un fluide incompressible, en occurrence l'eau, soit unidirectionnel, de régime laminaire et doit traverser un matériau poreux homogène. Malgré l'état hétérogène à la base du béton, il est acceptable de le considérer comme homogène à l'échelle macroscopique sous condition fissurée (Breysse & Gérard, 1997).

$$Q = K_w A \frac{\Delta H}{L} \quad (3-1)$$

Avec Q le débit d'eau (m³/s)
 K_w le coefficient de perméabilité (m/s)
 A l'aire de la section normale à la direction du flux (m²)
 $\frac{\Delta H}{L}$ le gradient hydraulique (-)

3.3 Conditions d'essais et compositions des bétons

Le projet de recherche est divisé en six conditions d'essais résumées au Tableau 3-1 permettant d'étudier l'influence du dosage en fibres et du pourcentage d'armature dans le béton armé sur la perméabilité à l'eau. Chacune des conditions d'essais est étudiée avec trois tirants afin de démontrer la variabilité des résultats expérimentaux. Les Bétons à Haute Performance (BHP) et Bétons Fibrés à Haute Performance (BFHP) ont une résistance nominale de 50 MPa en compression et celle du Béton Fibré à Ultra-haute Performance (BFUP) vaut 120 MPa. Le BHP a été choisi pour son utilisation courante dans les structures en béton armé et servira de matériau de référence. Celui-ci est renforcé d'une barre d'armature de type 10M, ce qui représente un taux d'armature de 1.23 % assez usuel pour le béton armé. Pour les conditions en BFHP, des dosages en macrofibres métalliques à crochet ($l_f = 35$ mm ; $\Phi_f = 0.55$ mm) de 0.75 % et 1.5 % ont été sélectionnés. Ce choix découle du fait qu'un BHP à 1 % de fibres de composition similaire avait déjà été testé par Desmettre (2011) et que les dosages en fibres supérieur à 0.5 % sont généralement requis pour diminuer la quantité d'armatures classiques dans une structure. Enfin, il est extrêmement difficile d'introduire plus de 1.5 % de fibres dans une matrice de béton ordinaire étant donné la forte réduction de la maniabilité. Des taux d'armatures de 0 %, 1.23 % (10M) et 2.47 % (15M) ont été choisies pour la condition BFHP avec 0.75 % de macrofibres pour couvrir le spectre de renforcement par armature le plus usuel. De plus, ces diamètres d'armature continue

ont été sélectionnés pour leur utilisation courante dans les dalles et poutres en béton armé. La barre d'armature de type 20M a été écartée du projet de recherche, sa sélection nécessitant une modification des dimensions du tirant. La dernière condition testée est composée de BFUP avec 2 % de fibres et d'une barre de type 10M. Ce dosage à 2 % a été sélectionné puisque les résultats de travaux antérieurs sur des tirants en BFUP avec un dosage à 4 % atteignaient la limite élastique de la barre d'armature avant la localisation d'une macrofissure, démontrant ainsi une étanchéité quasi parfaite pour toute condition de chargement du tirant. Ceci justifie l'intérêt d'avoir choisi de caractériser l'influence d'un BFUP composé d'un dosage en fibres réduit.

Toutes ces conditions d'essais regroupent quatre compositions de bétons présentées au Tableau 3-2. La matrice cimentaire des BHP et BFHP est presque identique avec un rapport eau/liant de 0.43. Ce qui les distingue ce sont leurs dosages en macrofibres de 0 à 1.5 % et d'une légère différence dans le contenu en pierre. En effet, une quantité de pierre équivalente au volume de fibres ajouté a été retranchée des formulations des BFHP. Les matrices étant quasi-identiques, l'apport des fibres sur le comportement mécanique et sur la perméabilité sera bien défini. Le BFUP se distingue principalement des autres compositions par l'enlèvement des pierres dans sa matrice, son faible rapport E/L de 0.22 et par son dosage en microfibres d'acier ($l_f = 10 \text{ mm}$; $\Phi_f = 0.2 \text{ mm}$) de 2 %.

Tableau 3-1: Programme expérimental

Identification	Béton	Volume de fibre (%)	Pourcentage d'armature ρ (%)
BHP - 0% - 10M*	BHP - 50MPa	0	1.23
BFHP - 0.75% - 10M	BFHP - 50MPa	0.75	1.23
BFHP - 0.75% - 15M	BFHP - 50MPa	0.75	2.47
BFHP - 0.75% - NA	BFHP - 50MPa	0.75	0
BFHP - 1.5% - 10M	BFHP - 50MPa	1.5	1.23
BFUP - 2.0% - 10M	BFUP - 120MPa	2.0	1.23

*La matrice cimentaire du BHP est presque identique à celle des BFHP (Tableau 3-2).

Tableau 3-2: Compositions des bétons

Matériau	BHP	BFHP-0.75%	BFHP-1.5%	BFUP-2%
Ciment (kg/m ³)	500	500	500	1012
Fumée de silice (kg/m ³)	50	50	50	253
Eau (kg/m ³)	237	237	237	253
Superplastifiant (l/m ³)	9.20	9.20	45.9	29.7
Viscosant (l/m ³)	0.70	0.70	3.55	-
Sable (kg/m ³)	814	814	823	660
Pierre (kg/m ³)	678	658	593	-
Dosage en fibre (kg/m ³)	-	58.5	117	156
Rapport Eau/Liant (-)	0.43	0.43	0.43	0.22

CHAPITRE 4 ARTICLE 1: INFLUENCE OF FIBER CONTENT AND REINFORCEMENT RATIO ON THE WATER PERMEABILITY OF REINFORCED CONCRETE

Maxime Hubert, Clélia Desmettre, Jean-Philippe Charron

4.1 ABSTRACT

In service, reinforced concrete structures undergo various stresses inducing cracks. These cracks provide a preferential path for water and aggressive agents penetration into concrete, which compromises the structural durability by accelerating concrete and steel reinforcement deterioration. In this context, durability of cracked concrete has become an important research topic and can be studied through the permeability of concrete. This research project focuses on the influence of the fiber content and steel reinforcement ratio on the water permeability of reinforced concrete. Water permeability tests were carried out simultaneously with a uniaxial tensile loading applied on reinforced concrete prisms made of High Performance Concrete (HPC), High Performance Fiber Reinforced Concrete (HPFRC) and Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC). In service conditions, permeability is reduced by 31 %, 92 % and 99% for fiber contents of 0.75 % (HPFRC), 1.5 % (HPFRC) and 2 % (UHPFRC) respectively compared with conventional HPC. The increase of steel reinforcement ratio from 1.23 % to 2.47 % reduced the permeability by 70 % at service loading.

KEYWORDS: Fiber reinforced concrete; Reinforcement ratio; Water permeability; Crack width; Rebar stress level; Tensile loading.

4.2 INTRODUCTION

Durability of reinforced concrete structures is influenced by transport properties such as permeability, capillarity absorption and diffusion. Throughout their service life, these structures withstand various stresses and deformations arising from internal (hydration, shrinkage, creep), mechanical (service loads) and environmental (temperature and humidity variations) loadings,

which can lead to cracks development and compromise their integrity and durability. Cracking accelerates the ingress of water, air and aggressive ions (chlorides, sulfites, alkalis, etc.) into the concrete promoting some degradation mechanisms (corrosion of reinforcing steel, alkali-aggregates reactions, etc.). These premature deteriorations reduce the service life and increase the rehabilitation costs of concrete structures, in addition to the socioeconomic and environmental impacts resulting from these rehabilitations. In this context, durability of concrete structures has become a priority for governmental authorities and researchers.

Durability can be studied through the water permeability of concrete, defined as the movement of a fluid through a porous saturated medium under a pressure gradient (Neville, 1996). Permeability of uncracked concrete is extremely low and its water transport is mainly controlled by the matrix porosity (Powers et al., 1954) and especially by its porous network connectivity (Abbas et al., 2000). Because structures are generally cracked throughout their service life, the interest to investigate the permeability of cracked concrete has appeared over the past decade. In the cracked state, transport properties of concrete are modified and permeability is then mainly controlled by crack widths (Hoseini et al., 2009). Recent studies on the water permeability of cracked concrete show vast discrepancies and are hardly comparable due to the absence of a standardized testing method. Most studies generate cracks by inducing mechanical stress, unloading the specimens and then proceeding to water permeability measurements (Akhavan et al., 2012; Aldea et al., 1999; Kollek, 1989; Ludirdja et al., 1989; Picandet et al., 2009; Rapoport et al., 2002). In some cases, cracks are generated through indirect tensile loading (Akhavan et al., 2012; Aldea et al., 1999; Picandet et al., 2009; Rapoport et al., 2002; Wang et al., 1997) creating a single centered localized crack in the specimen. Other testing methods initiate crack formation through the addition of a notch (Charron et al., 2007, 2008). These studies significantly improved the knowledge on the transport properties of concrete related to cracks tortuosity, connectivity and surface roughness, but are not representative of the actual behaviour of structures at serviceability limit state, which are reinforced and randomly cracked. This led other researchers to measure permeability of concrete simultaneously to the application of a direct uniaxial tensile loading to obtain a more relevant cracking pattern representation (Lawler et al., 2002, 2005). More recently, such tests were performed on steel-reinforced concrete prisms (tie-specimens) (Desmettre & Charron, 2012, 2013).

This study deals with Fiber Reinforced Concretes (FRC), distinguished by their significant ductile behavior in tension due to the fibers' ability to bridge cracks and to transfer tensile stress across their openings. Thus, when the ultimate tensile strength of FRC is achieved, a strain-softening behavior appears, defined by the appearance of a localized macrocrack and a progressive strength reduction (instead of a brittle fracture for ordinary concrete). Ultra High Performance Fiber Reinforced Concretes (UHPFRC) differ from conventional FRC with the addition of an intermediate strain-hardening behavior between the elastic and ultimate limits (Naaman, 2008). This strain-hardening phase is described by the formation of several microcracks before the localization of a macrocrack, which significantly increases the concrete ductility. For these two types of FRC, the crack control enhancement given by the fibers leads to the creation of a higher number of narrower cracks, which limits their water permeability (Hoseini et al., 2009; Lawler et al., 2002) and thus improves their durability. The permeability reduction is even more pronounced for UHPFRC due to the multiple cracking resulting from its strain-hardening behavior (Charron et al., 2008). Despite the durability benefits brought by fibers, no actual design criteria at serviceability limit state have been proposed for those materials, as compared to crack or steel stress limits available for Normal Strength Concrete (NSC).

The general objective of this project is to propose design criteria at the serviceability limit state providing convenient durability for various types of fiber reinforced concretes. Permeability measurements were thus performed simultaneously with a uniaxial tensile loading applied on high and ultra-high performance concrete tie-specimens with different fiber contents and steel reinforcement ratios to improve knowledge on the durability of these concretes. A permeability device developed at Polytechnique Montréal and which realistically reproduces the ingress of water through reinforced concrete at serviceability (Desmettre & Charron, 2011) has been used for this experimental campaign. This paper presents the mechanical behavior and permeability of the FRC studied, the identification of design criteria being in development.

4.3 METHODOLOGY

4.3.1 Experimental procedure

Water permeability measurements were performed on reinforced concrete prisms (length of 610 mm, section of $90 \times 90 \text{ mm}^2$ with a centered rebar) subjected to a uniaxial tensile loading.

The tie-specimen dimensions were chosen in previous work (Desmettre & Charron, 2011) to obtain a realistic cracking pattern distribution found in reinforced concrete structures and provide a concrete cover of 40 mm in accordance with Canadian and American construction codes specifications for severe exposure conditions (ACI 318-02; CSA A23.1-09). The purpose of this testing method is to adequately reproduce the mechanical behavior observed at serviceability loads in the tensile zone of reinforced concrete elements subjected to bending loads (beams, slabs, etc.).

4.3.2 Permeability and loading device

A new testing configuration allows the application of a quasi-static uniaxial tensile loading on concrete tie-specimens via a 2.5 MN load frame, while simultaneously evaluating its water permeability and characterizing cracks openings (Figure 4-1). The latter two measurements were assessed by two different tests in the previous device configuration (Desmettre & Charron, 2011), a single specimen is now required. Thus, the current configuration now establishes direct correlations between the applied force, average stress in the rebar, permeability and crack widths. Two high-strength threaded rods are coupled with connectors to the machining threads of the steel rebar embedded in the tie-specimen to enable its fixation into the load frame hydraulic jaws. A tensile loading rate of 0.05 mm/min is maintained to ensure a progressive cracking development in the specimen until the rebar yields. The ultimate strength of tie-specimens is generally achieved at bar yielding.

Being under a pressure gradient during the test, water flows unidirectionally through two opposite faces of the tie-specimens (Figure 4-2). The four other faces are sealed with a watertight membrane. Due to its low stiffness, the membrane does not have any effect on the specimen mechanical behavior and its high deformability avoids any leakage even in the presence of large cracks. Two water-filled aluminum boxes are installed on the concrete exposed faces. A clamping system holds them together and prevents water leakage between the boxes and the specimen. A pressure is applied to the water in the inlet tank while the outlet tank remains at the atmospheric pressure. The pressure is adjusted so that the tie-specimen is subjected to a pressure gradient of 50 kPa, corresponding to a water depth of 5 meters, and is measured by the pressure sensors installed at the input and output terminals of the specimen. Under the effect of this pressure gradient, the water flows in the water-saturated hydraulic circuit from the inlet to the outlet tanks,

going through the specimen (Figure 4-1). Differential pressure transmitters installed at the base of the inlet and outlet tanks measure the water head and volume in each tank continuously, which allow assessing the incoming and the outgoing water flows in the specimen.

The permeability coefficient, K_w , can be evaluated by Darcy's experimental law (1856) (Equation 4-1). The application of this law requires a unidirectional and laminar flow of an incompressible fluid, herein water, through an homogeneous porous saturated material. Despite the heterogeneity of concrete, it can be considered as homogeneous at the macroscopic scale in the cracked state (Breysse & Gérard, 1997).

The water flow of cracked concrete can also be theoretically expressed by adapting Hagen-Poiseuille's law which considers a flow through two parallel plates spaced by a single crack width (Equation 4-2). Thus, K_w can be expressed as presented in Equation 4-3 by combining Equation 4-1 to Equation 4-2 for the water flow value, Q , and by adding a coefficient, ξ , to account for cracks tortuosity and roughness when compared to a plane surface. Equation 4-3 indicates that K_w is proportional to the cube of a single crack width; this relationship will be verified considering the wider crack width measured among all cracks in the tie-specimens.

$$Q = \frac{K_w A \Delta H}{L} \quad (4-1)$$

$$Q = \frac{\xi \Delta p b w^3}{12 \eta L} \quad (4-2)$$

$$K_w = \frac{\xi \Delta p b w^3}{12 A \eta \Delta H} \quad (4-3)$$

where	Q	Water flow (m ³ /s)
	K_w	Permeability coefficient (m/s)
	ξ	Cracks tortuosity and roughness coefficient (-)
	Δp	Pressure differential between the interior and exterior of crack (N/m ²)
	w	Maximum crack width (m)
	L	Flow path length (m)
	b	Crack length (m)
	A	Normal area to flow direction (m ²)
	η	Absolute viscosity (Ns/m ²)
	ΔH	Differential water head across the specimen (m)

The apparatus, with an accuracy of 10^{-13} m/s on the permeability coefficient measurement (Desmettre & Charron, 2011), can evaluate the permeability of uncracked or cracked concrete. Permeability measurement of uncracked concrete requires a good saturation of the specimen and a long testing period. The good saturation of tie-specimens was ensured by storing them in lime-saturated water for 45 days before testing, as soon as they were demolded 24 h after their production. Nevertheless, as this research project focuses on the permeability of cracked concrete, the measurements were done in a short time period. The flow recorded at the inlet and at the outlet tanks were equal throughout the entire test confirming the specimens were well saturated. Tests were carried out at 20°C.

4.3.3 Cracking characterization

Crack openings are measured simultaneously with permeability. PI displacement transducers presenting a pie-shape are glued in staggered rows on the faces perpendicular to the ones exposed to water penetration (Figure 4-2). They are in direct contact with concrete, avoiding the measurement of the membrane's elastic deformation. A total of thirteen PI gages with measurement lengths of 50 or 100 mm are installed. In most tests, a crack is captured by one PI gage, thus providing information on each crack and allowing calculation of average or maximal crack openings. Only maximal cracks are shown in this paper.

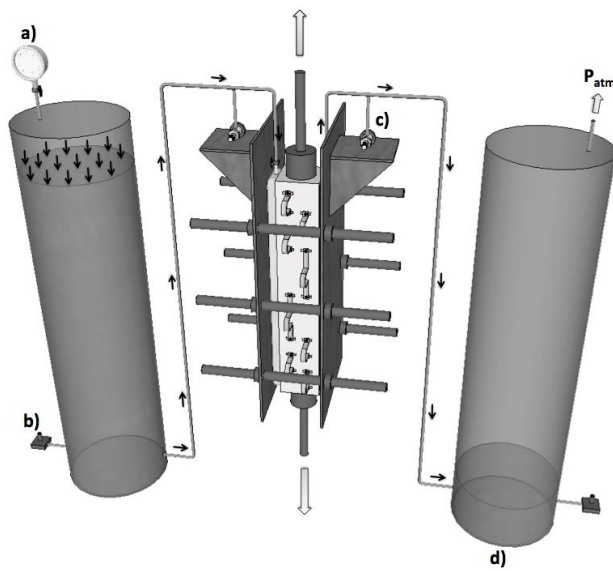


Figure 4-1: Permeability device

- a) Manometer and inlet tank, b) Differential pressure transmitter, c) Pressure sensor, d) Outlet tank

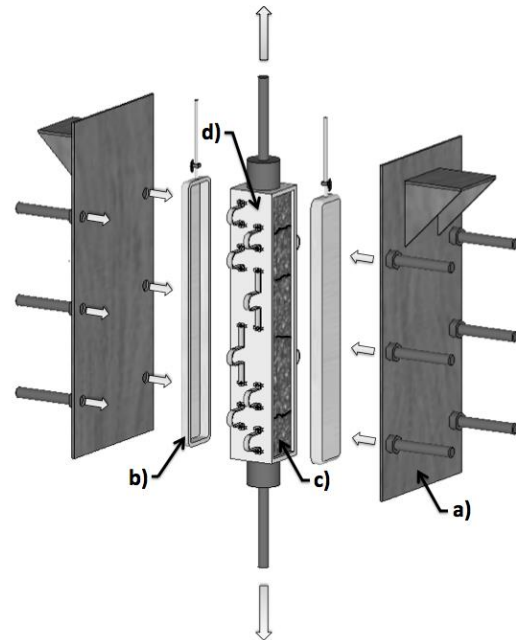


Figure 4-2: Permeability cell

- a) Clamping system, b) Aluminum boxes, c) Exposed concrete, d) Watertight membrane and PI displacement transducers

4.3.4 Experimental program

The experimental program includes water permeability measurement and cracking characterization of tie-specimens under uniaxial tensile loading. Tests were performed on tie-specimens made of three types of concrete: a High Performance Concrete (HPC), a High Performance Fiber Reinforced Concrete (HPFRC) and an Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC). The HPC, with a compressive strength of 50 MPa, was chosen as the reference material for its common use in reinforced concrete structures. The HPC tie-specimen was reinforced with a 10M rebar ($\Phi = 11.3$ mm) along its central axis representing a reinforcement ratio of 1.23 %. For the HPFRC tie-specimens of 50 MPa, contents of 0.75 % and 1.5 % in volume of steel macrofibers with hooked ends ($l_f = 35$ mm; $\Phi_f = 0.55$ mm) were selected. Moreover, for the HPFRC tie-specimen containing a fiber volume of 0.75 %, reinforcement ratios of 0 %, 1.23 % (10M) and 2.47 % (15M, $\Phi = 15.9$ mm) were selected. The UHPFRC tie-specimen built with a 120 MPa concrete comprised 2 % vol. of steel microfibers (l_f

= 10 mm; $\Phi_f = 0.02$ mm) and was reinforced with a 10M rebar. A total of 18 prisms divided in 6 test conditions (3 specimens per condition) were tested, as summarized in Table 4-1.

Table 4-1: Experimental program

Identification	Concrete	Fiber dosage (%)	Reinforcement ratio ρ (%)
HPC - 0% - 10M *	HPC - 50MPa	0	1.23
HPFRC - 0.75% - 10M	HPFRC - 50MPa	0.75	1.23
HPFRC - 0.75% - 15M	HPFRC - 50MPa	0.75	2.47
HPFRC - 0.75% - N/A	HPFRC - 50MPa	0.75	0
HPFRC - 1.5% - 10M	HPFRC - 50MPa	1.5	1.23
UHPFRC - 2.0% - 10M	UHPFRC - 120MPa	2.0	1.23

* The HPC cementitious matrix is nearly identical to those of HPFRC (Table 4-2).

The concrete compositions are presented in Table 4-2. The HPC and HPFRC were produced with a General Use Hydraulic Cement with blended silica fume (type Gub-SF Portland cement). The cement paste composition is nearly identical for these concretes and their water/binder ratio (w/b) is equal to 0.43. For the HPFRC, a volume of coarse aggregate equivalent to the added fiber volume was removed from the mix. In the case of the UHPFRC, a High Sulphate Resistant Hydraulic Cement (type HS Portland cement) was used with a w/b ratio of 0.22.

Table 4-2: Compositions of concretes

Material	HPC	HPFRC-0.75%	HPFRC-1.5%	UHPFRC-2%
Cement (kg/m ³)	500	500	500	1012
Silica fume (kg/m ³)	50	50	50	253
Water (kg/m ³)	237	237	237	253
Superplasticizer (l/m ³)	9.20	9.20	45.9	29.7
Viscosity agent (l/m ³)	0.70	0.70	3.55	-
Sand (kg/m ³)	814	814	823	660
Coarse aggregate (kg/m ³)	678	658	593	-
Fiber dosage (kg/m ³)	-	58.5	117	156
Water/Binder ratio (-)	0.43	0.43	0.43	0.22

The mechanical properties of concretes are summarized in Table 4-3. The compressive strength and Young's modulus were determined at 28 days and 45 days in accordance with ASTM C39 and ASTM C469 standards respectively. The tensile strength was assessed through dogbone

specimens subjected to uniaxial tensile loading according to Beaurivage's method (2009) based on RILEM TC 162-TDF standard. Tensile strength was only measured at 45 days when the permeability tests were performed. As for the production of structural elements with self-levelling fiber reinforced concrete, good attention was taken while casting FRC specimens in their formworks to ensure a favorable fiber orientation.

Grade 400W reinforcing bars were used in the experimental program. Their properties were measured in accordance with the ASTM A-615 standard. The 10M rebar had respective elastic and ultimate limits of 450 MPa and 570 MPa whereas these were 425 MPa and 605 MPa respectively for the 15M rebar.

Table 4-3: Mechanical properties of concretes

	Date (days)	HPC- 10M	HPFRC - 0.75%-10M	HPFRC - 0.75%-15M	HPFRC - 0.75%-NA	HPFRC - 1.5%-10M	UHPFRC -2%-10M
f_c (MPa)	28	56.2	52.8	56.1	60.9	49.4	120.7
	45	62.7	56.7	59.2	64.6	54.2	137.5
f_t (MPa)	28	-	-	-	-	-	-
	45	2.80	2.80	3.10	2.90	3.60	8.10
E_c (MPa)	28	32 600	31 200	32 300	31 600	28 400	37 700
	45	32 900	30 500	33 800	33 400	27 900	39 500

4.4 EXPERIMENTAL RESULTS

4.4.1 Validation of the procedure

The tensile behavior and permeability of the tie-specimens were studied under a uniaxial tensile loading until the rebar yielded. Results obtained from the three specimens of HPFRC-0.75%-10M (Figure 4-3 and Figure 4-4) indicate the variability within a testing condition. Similar variability was obtained for the other tested conditions. The Force-Displacement curves (Figure 4-3a) of these tie-specimens show a similar initial stiffness until the appearance of the first crack, near 25 kN. Then, an average of six macrocracks appeared before reaching the ultimate force at around 60 kN. The macrocrack formation is usually associated with a sudden load drop. The tensile response of the steel rebar (10M) is added in Figure 4-3a to observe the tension stiffening effect brought by fibers in this concrete.

While macrocracks appear, their widths are measured by the PI displacement transducers, positioned on two opposite faces of the tie-specimen (Figure 4-2), by removing the elastic displacement from the total displacement measured by these transducers. The evolution of the maximum crack width, w_{max} , measured among all cracks is illustrated in Figure 4-3b for each tests illustrated in Figure 4-3a. w_{max} is equal to zero until reaching the force required to generate the first crack (≈ 25 kN), then it gradually increases until the end of the loading, where it reaches ultimate values between 0.200 mm and 0.227 mm with an average of 0.213 mm.

The water permeability coefficient (K_w) evolution is represented versus the applied force in Figure 4-4a and in function of the maximum crack width in Figure 4-4b. At the uncracked state, K_w is stable and lower than 1×10^{-10} m/s. It then increases with the gradual appearance of macrocracks to reach a ultimate value between 5.6×10^{-6} m/s and 9.7×10^{-6} m/s (Figure 4-4a). When plotted in function of w_{max} (Figure 4-4b), the water permeability follows the theoretical curve $K_w = 0.00074w_{max}^3$ obtained from Equation 4-3. This observation confirms that K_w globally follows a cubic trend relatively to w_{max} .

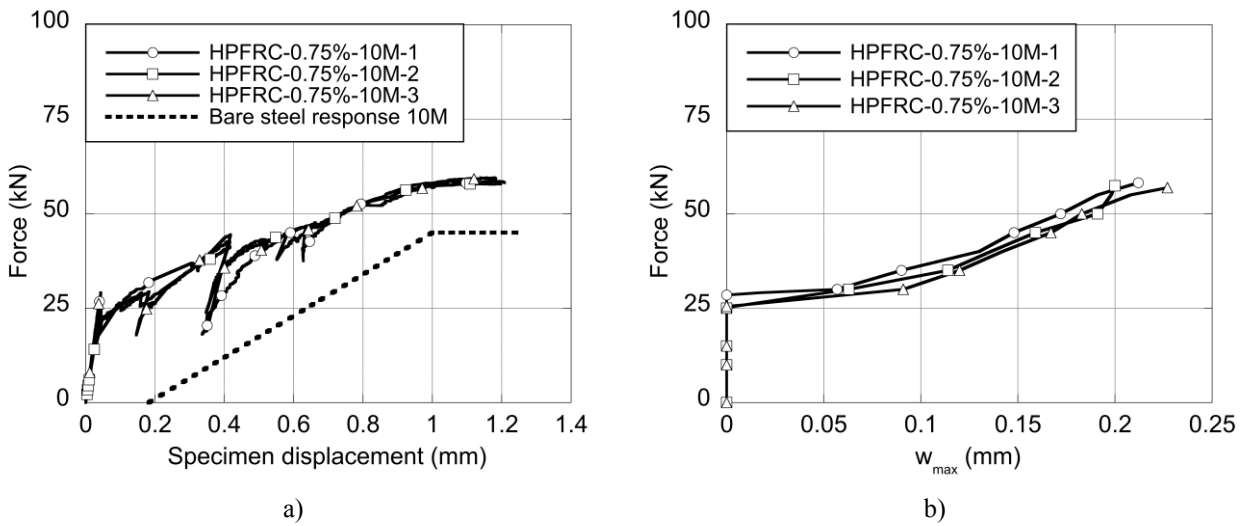


Figure 4-3: Mechanical behavior of a single test condition (HPFRC-0.75%-10M)

a) Force versus displacement, b) Force versus maximum crack width

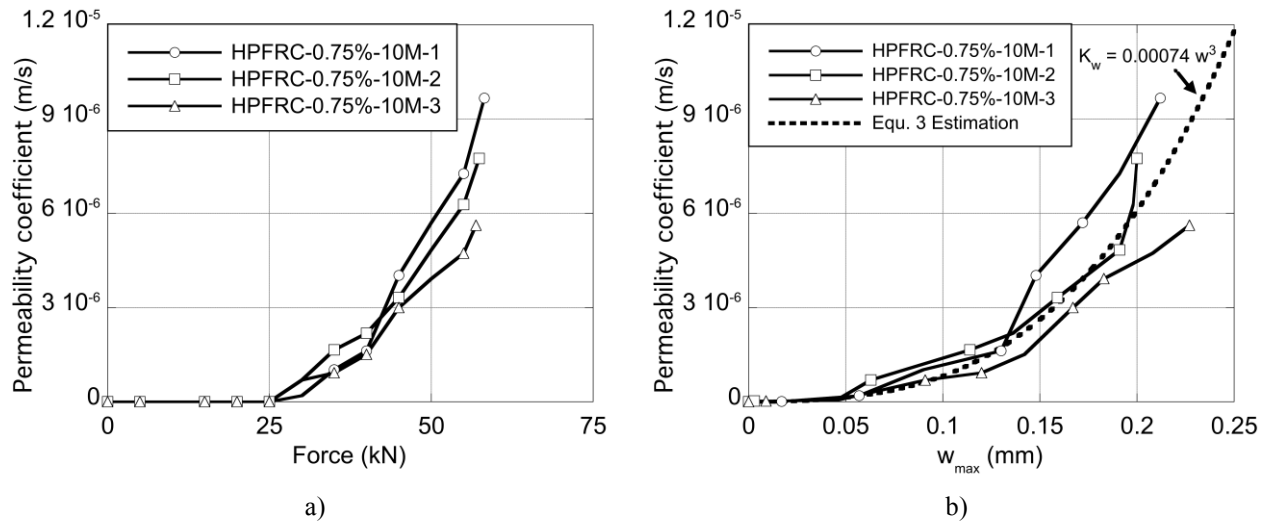


Figure 4-4: Permeability of a single test condition (HPFRC-0.75%-10M)

a) Permeability versus force, b) Permeability versus maximum crack width

4.4.2 Fiber content influence

The effect of the fiber content (0 %, 0.75 %, 1.5 % and 2 %) on the mechanical behavior and the water permeability of the tie-specimens reinforced with a 10M rebar is illustrated in Figure 4-5 to Figure 4-7 through the average curve obtained from each mixture tested. As mentioned in section 4.3.4, the cement matrix and w/b ratio are almost identical for HPC and HPFRC. The UHPFRC with 2 % vol. of fibers differs by its fiber type (microfibers), finer aggregate size and lower w/b ratio.

The mechanical behaviors of the studied concretes (Figure 4-5a) show a similar stiffness in the elastic phase until reaching the critical force creating the first crack. This force is similar (≈ 25 kN to 30 kN) for the HPC and HPFRC tie-specimens due to their similar cementitious matrix, whereas it is superior in the case of UHPFRC (≈ 50 kN). A tension stiffening phase follows and its significance grows with the fiber content due to the fibers capacity to transmit tensile stresses through cracks openings. Figure 4-5b presents the force evolution in function of the maximum crack width and reflects that, for a same loading level, increasing fiber content significantly reduces the maximum crack width.

Table 4-4 summarizes experimental results obtained for the mechanical and permeability measurements. It provides comparison for two limit states conditions, at serviceability and

ultimate limit states. The serviceability limit state ($F_{service}$) is defined as the median force between the one creating the first crack and the ultimate peak value. For the tie-specimen studied in this project, it corresponds to an average stress level of 200-250 MPa in the reinforcement, which is coherent with the stress limits proposed at serviceability for reinforced concrete structures exposed to climatic conditions (BAEL, 1999).

Information in Table 4-4 suggests that an increase in the fiber content provides significant improvement of the load-carry capacity (higher $F_{service}$ and $F_{ultimate}$) while decreasing cracks widths. At the ultimate limit state, an average of three, six and ten macrocracks appeared in tie-specimens with fiber contents of 0 %, 0.75 % and 1.5 % respectively. The strain-hardening behavior of UHPFRC containing 2 % vol. of microfibers is emphasized by the development of several narrower cracks (microcracks) in both states (serviceability and ultimate) despite its exceptional strength with regard to the HPC and HPFRC. These microcracks develop to such an extent that it becomes difficult to identify with certainty the exact number of cracks formed at the ultimate limit state using the PI displacement transducers data. However, more than fifty microcracks were identified at the end of the test from a visual analysis performed on every specimen of this condition.

The effect of fiber content on the tie-specimens permeability under loading is illustrated in Figure 4-6 and Figure 4-7. Figure 4-6 summarizes the average permeability coefficient (K_w) evolution in function of the applied load and of the average stress in the rebar. Intervals of minimum and maximum permeability values measured on the 3 specimens per condition are illustrated. Calculation of the average stress in the rebar is done by considering the total displacement of the specimen and the initial stress in the rebar caused by concrete shrinkage as proposed by Bischoff (2001). Figure 4-6 indicates that, in all cases, K_w initially remains stable and lower than 1×10^{-10} m/s until reaching the concrete tensile strength. Then, a gradual increase of K_w occurs in the tension stiffening phase. At an equivalent load or stress level, permeability of cracked concrete is reduced with a higher fiber content. Observation of very distinctive intervals for each testing conditions confirms that water permeability reductions are statistically important. Figure 4-7 shows the evolution of K_w in function of the maximum crack width w_{max} and illustrates that the permeability coefficient follows a cubic trend with regard to the maximum crack width, as theoretically estimated with Equation 4-3.

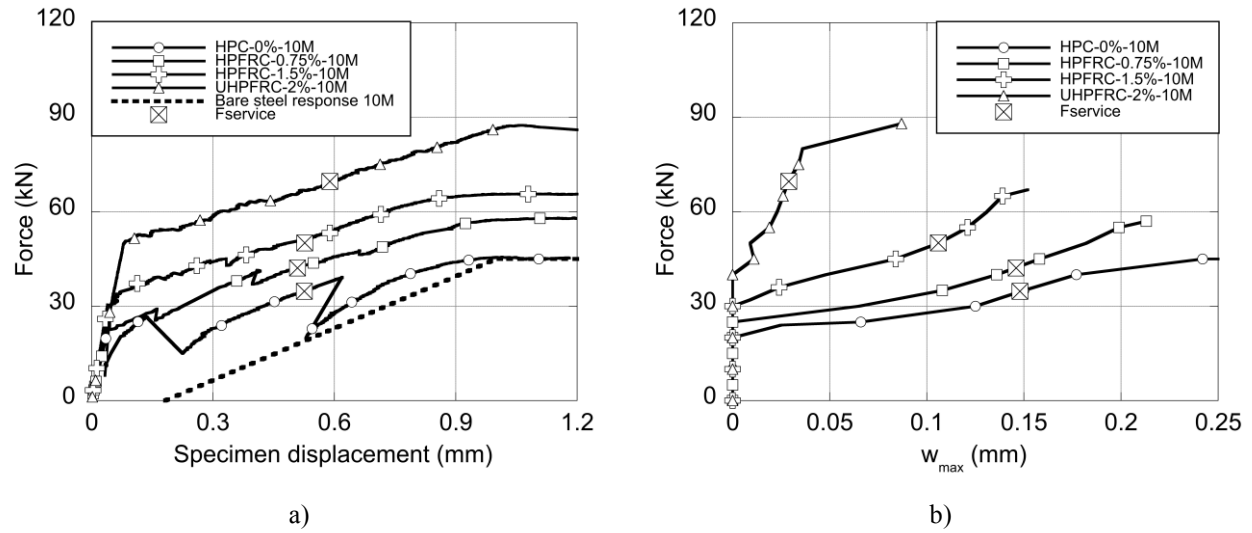


Figure 4-5: Mechanical behavior in function of the fiber dosage

a) Force versus displacement, b) Force versus maximum crack width

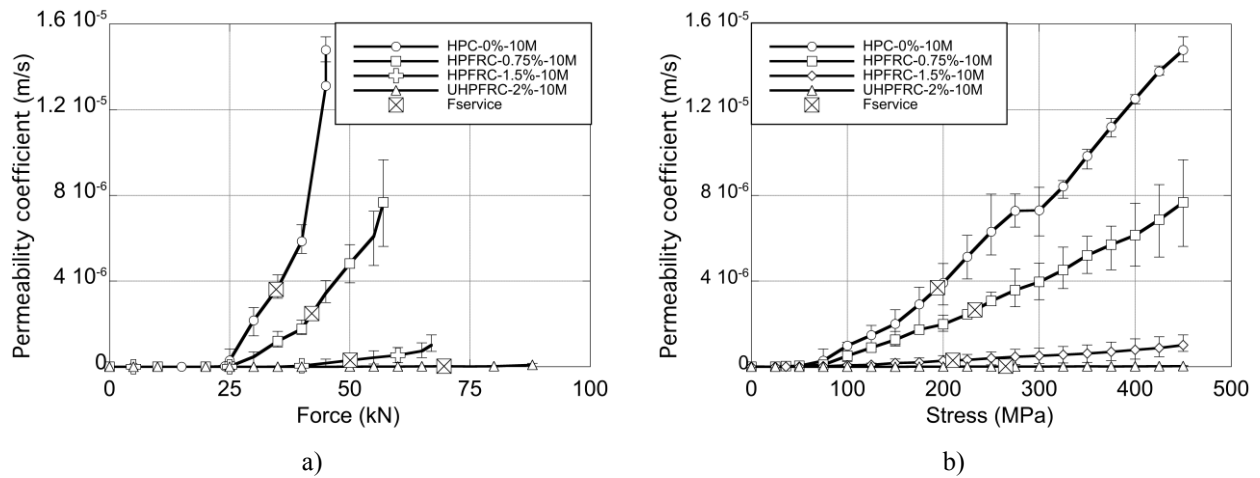


Figure 4-6: Permeability in function of the fiber dosage with min and max values

a) Permeability versus force, b) Permeability versus average stress in reinforcement

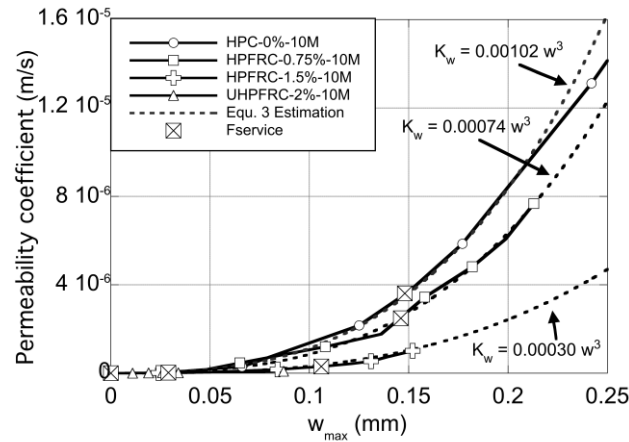


Figure 4-7: Permeability in function of the maximum crack width for different fiber contents

Table 4-4: Summary of results at serviceability and ultimate limit states

Tie specimens	Serviceability limit state				Ultimate limit state			
	F_{serv}^* (kN)	Average number of cracks	w_{max} (mm)	K_w (m/s)	F_{ult} (kN)	Average number of cracks	w_{max} (mm)	K_w (m/s)
HPC-0%-10M	34.8	2	0.148	3.6×10^{-6}	45.0	3	0.255	1.5×10^{-5}
HPFRC-0.75%-10M	42.2	3	0.146	2.5×10^{-6}	57.5	6	0.213	7.7×10^{-6}
HPFRC-1.5%-10M	50.1	7	0.106	3.1×10^{-7}	66.9	10	0.152	1.0×10^{-6}
UHPFRC-2%-10M	69.6	21	0.029	2.8×10^{-8}	87.0	> 50	< 0.087	9.2×10^{-8}
HPFRC-0.75%-15M	65.0	9	0.105	7.4×10^{-7}	99.5	10	0.166	3.8×10^{-6}

* $F_{service} = (F_{Cracking} + F_{ultimate})/2$

4.4.3 Steel reinforcement ratio influence

This section focuses on the effect of the steel reinforcement ratio on the mechanical behavior and water permeability of the concrete tie-specimens. Thus, results obtained for the HPFRC-0.75 % tie-specimens with reinforcement ratios of 0 % (no rebar), 1.23 % (10M) and 2.47 % (15M) are compared. Firstly, the mechanical behavior of reinforced and unreinforced concretes differs (Figure 4-8). A typical mechanical behavior of reinforced concrete is observed (Figure 4-8a) and an average of six and ten cracks were identified at peak load for tie-specimens with reinforcement ratios of 1.23 % and 2.47 % respectively (Table 4-4). However, a single localized macrocrack appeared for the reinforcement ratio 0 % and then the tie-specimens strength progressively

decreased until the end of the test. This corresponds to the typical strain-softening phase of FRC since fibers provide here the unique contribution to sustain tensile stress after localization. As a consequence of the cracking process, the maximum crack width (w_{\max}) is thinner when increasing the reinforcement ratio, when considering a same total displacement of the specimen (Figure 4-8b). At the end of the test (displacement of 1 mm), w_{\max} of 0.166 mm, 0.213 mm and 0.975 mm were recorded for steel reinforcement ratios of 2.47 %, 1.23 % and 0 % respectively.

The evolution of the permeability coefficient (K_w) for various reinforcement ratios is illustrated in function of the specimen displacement in Figure 4-9a and in function of the average stress in the rebar (σ_s) in Figure 4-9b. σ_s can only be calculated in presence of a rebar, thus the unreinforced condition is not presented in Figure 4-9b. The permeability coefficients are all initially lower than 1×10^{-10} m/s until the appearance of the first crack and then increase with their respective cracking pattern. Regardless of the displacement or stress considered in the tie-specimens, the water penetration is lower when increasing the rebar diameter. When considering the evolution of K_w in function of w_{\max} (Figure 4-10), it appears that, for a same maximum crack width, the permeability is more important for the reinforced specimens compared to the unreinforced condition. This result is logical because numerous cracks appeared in the reinforced specimens versus a single crack in the unreinforced specimen.

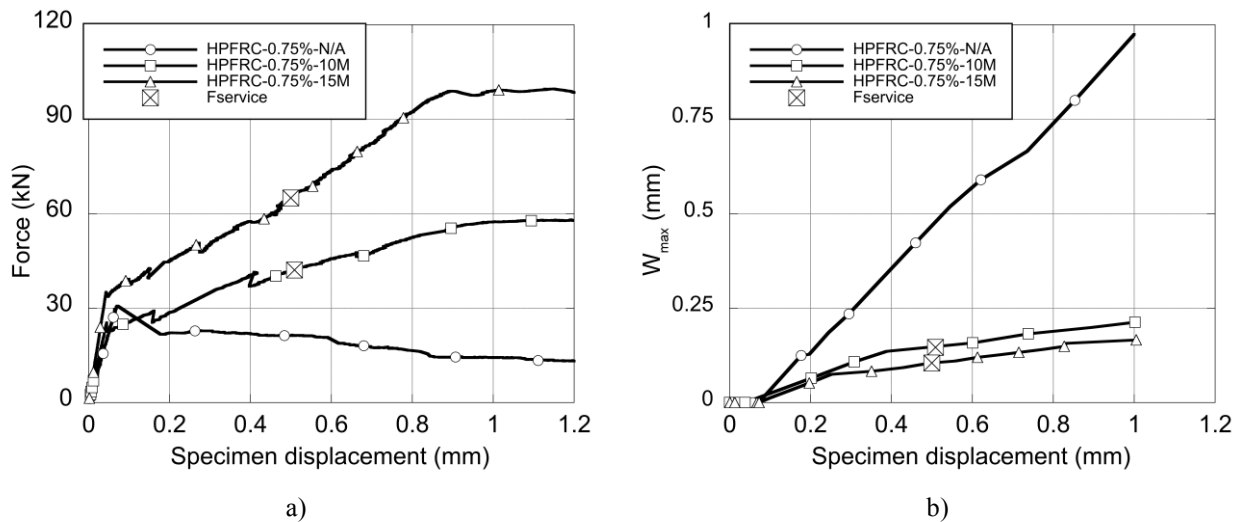


Figure 4-8: Mechanical behavior in function of steel reinforcement ratio ρ

a) Force versus displacement, b) Maximum crack width versus displacement

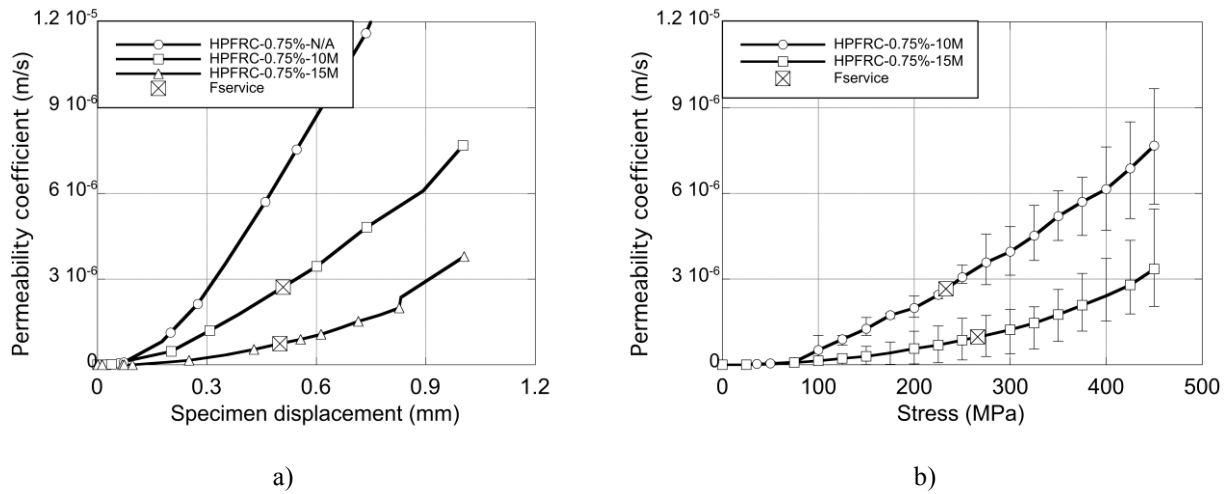


Figure 4-9: Permeability in function of steel reinforcement ratio ρ

a) Permeability versus displacement, b) Permeability versus average stress in the rebar for reinforced concretes

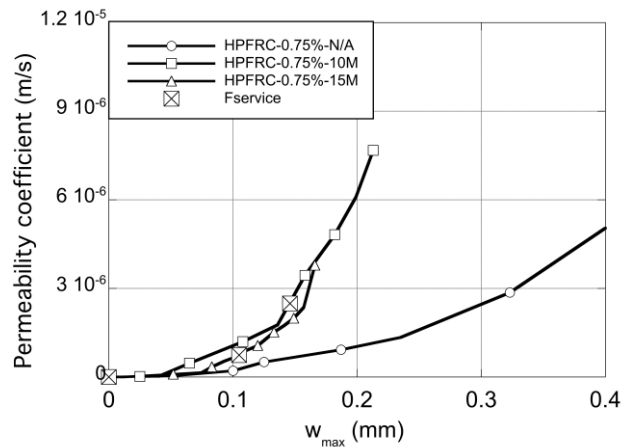


Figure 4-10: Permeability in function of the maximum crack width for different reinforcement ratios

4.5 DISCUSSION

4.5.1 Validation

Tie-specimens from a same testing condition exhibit a very good reproducibility in the mechanical behavior and the permeability measurement (Figure 4-3 and Figure 4-4), taking into account the inherent variability of the material and the cracking pattern developed during loading. Differences in crack widths and number of cracks, 5 to 7 identified for the HPFRC-0.75%-10M tie specimens, explain the discrepancies observed in the maximum crack widths and the water permeability coefficient.

Equation 4-3 allows the calculation of the water permeability evolution in function of a single crack. Its utilization to reproduce the water ingress through several cracks in the tie-specimens is shown in Figure 4-7, using the maximal crack width measured during the test. Experimental results being satisfactorily reproduced, it can be concluded that permeability globally follows a cubic trend with the maximum crack width. It means that the global permeability of cracked reinforced concrete depends largely on the wider crack openings and thus validates the presentation of results proposed in the paper. Besides, the proportionality coefficient between K_w and w_{max}^3 (0.00102 for HPC, 0.00074 for HPFRC-0.75%, 0.00030 for HPFRC-1.5 %) decreases as the fiber content increases. This result can be explained by an increased number of thinner cracks, as well as a higher tortuosity and cracks roughness, as reported by Picandet and al. (2009).

4.5.2 Fiber dosage influence

The bridging effect of steel fibers on cracks, which leads to an improved cracking control of concrete observed in many studies (Charron et al., 2008; Hoseini et al., 2009; Lawler et al., 2002), is confirmed by the experimental results. The bridging effect rises with the fiber content. Thus, increasing the tie-specimens fiber content from 0 % to 0.75 % and 1.5% reduced the maximum crack width by 2 % and 29% in service conditions at $F_{service}$ (Figure 4-5b and Table 4-4). Despite the small reduction obtained with 0.75 % fiber content, the contribution of fibers is real with a reduction of 19 % of the average crack width compared to HPC (0.124 mm for HPFRC-0.75% and 0.1 mm for HPC). Finally, using UHPFRC led to maximum crack width reduction of 80 % in comparison to HPC at serviceability. The strain-hardening behavior of

UHPFRC is responsible for this significant crack width reduction because it develops microcracks in the material rather than macrocracks for the HPC and HPFRC.

Due to their action on the cracking development (narrower cracks) and because permeability is proportional to the cube of the crack width, inclusion of fibers in concrete has a direct influence on the permeability of cracked concrete. Regardless of whether the permeability curves are plotted in function of the load or average stress level in the rebar, four distinctive intervals are obtained with the various fiber contents which clearly demonstrate the potential of steel fibers to decrease permeability. Indeed, increasing the tie-specimens fiber content from 0 % to 0.75 %, 1.5 % and 2 % reduced permeability by 31 %, 92 % and 99 % respectively, at serviceability (Figure 4-6a and Table 4-4).

The aforementioned reductions of crack width and water permeability at serviceability consider different loading levels in the tie-specimens, because $F_{service}$ is higher as the fiber content increases (Table 4-4). Thus, at an equivalent load level, the crack width reductions brought by the inclusion of fibers are greater and the durability benefit is more important.

4.5.3 Steel reinforcement ratio influence

An increase in the steel reinforcement ratio has similar global effects on the mechanical behavior and permeability to the incorporation of fibers in concrete. It strengthens concrete at cracked state by increasing the steel area sustaining tensile stresses and by improving the adherence between steel and concrete due to a larger contact surface between both materials. The former contribution mainly increases the tie-specimens load-carry capacity (Figure 4-8a), the latter improves the crack control by reducing the average cracks spacing and promoting an increased number of narrower cracks (Figure 4-8b and Table 4-4), as reported in others studies (Fields & Bischoff, 2004; Mivelaz, 1996). For the reinforced tie-specimens at serviceability ($F_{service}$), the maximum crack widths are equal to 0.146 mm (3 cracks) and 0.105 mm (9 cracks) when using a 10M and 15M rebar respectively (Table 4-4). A comparison with the unreinforced specimen at an equivalent displacement (≈ 0.5 mm) indicates a maximum crack width of 0.468 mm. Thus, the addition of a 10M or 15M rebar reduces the maximum crack width in serviceability by 69 % and 78 % respectively compared with the unreinforced case.

Lower water permeability is expected in presence of narrower cracks. In this context, a rapid increase of K_w is observed for the unreinforced specimen having a single macrocrack (Figure 4-9). K_w is significantly reduced when the steel reinforcement ratio becomes larger. For a similar specimen displacement of 0.5 mm at serviceability, the permeability is reduced by 62 % (Figure 4-9a) when increasing the steel reinforcement ratio by 1.23 % (10M), and is decreased of another 70 % going from 1.23 % to 2.47 % (15M) (total reduction of 89 % compared with the unreinforced specimen).

Finally, the specimens with a M10 or M15 rebar show a similar tendency when comparing their permeability-maximum crack width relationship. This can be explained by the competition between the number of cracks and their respective width. A greater separation of these two curves would have been found with a presentation of K_w in function of w_{mean} (equal to the sum of the crack widths divided by the number of cracks).

4.5.4 Comparison of reinforcement types

A contribution comparison of the two types of reinforcement (fibers and rebar) can be done by considering the total reinforcement ratio expressed as the total steel volume (fibers and rebar) divided by the specimen volume (Table 4-5). This total reinforcement ratio does not take into account the fibers orientation, which can greatly modify their mechanical contribution and their influence on permeability. Table 4-5 compares three conditions, using the HPFRC-0.75%-10M as the reference with a total reinforcement of 1.98 % by volume.

Increasing the total reinforcement ratio to 2.72 % with the incorporation of additional fibers (HPFRC-1.5%-10M) slightly increases the service and ultimate strength by 18 %, whereas it reduces the maximum crack width by 27 % and permeability by 88 % (Table 4-4). Increasing the reinforcement ratio to 3.22 % by using a 15M instead of a 10M rebar (HPFRC-0.75%-15M) significantly rises the service and ultimate strengths by more than 35 %, whereas the maximum crack width at serviceability is reduced by 28 % and permeability by 70 % (Table 4-4). The last comparison takes into account different total reinforcement ratio, HPFRC-1.5%-10M condition having 0.75% more steel than the reference, whereas HPFRC-0.75%-15M condition having 1.24 %. Normalizing the variations measured on HPFRC-0.75%-15M for a rebar addition of 0.75 %, service and ultimate strengths increase by at least 21 %, whereas the maximum crack width and permeability are reduced by 17 % and 42 %, respectively.

This comparison confirms that continuous steel reinforcement works locally by improving the load-carry capacity (ultimate limit state) more significantly than with fibers, while slightly contributing to the reduction of crack width and permeability (serviceability limit state). Fibers distributed uniformly are working in a diffuse manner throughout the tie-specimens volume. They slightly improve the load-carry capacity (ultimate limit state), but significantly contribute in the reduction of crack width and permeability (serviceability limit state). Therefore, the choice of the reinforcement type depends on the purpose aimed by the reinforcement. The most efficient improvement in service conditions is provided by fibers, the rebars contribute more effectively in ultimate conditions.

Table 4-5: Comparison of results obtained with different reinforcement types

Type of tie specimen	Fiber reinforcement (%-Vol.)	Steel reinforcement ratio ρ (%-Vol.)	Total reinforcement $\rho + \text{fibers}$ (%-Vol.-Total)
HPFRC-0.75%-10M	0.75 %	1.23 %	1.98 % (reference condition)
HPFRC-1.5%-10M	1.5 %	1.23 %	2.72 % (+0.74 % with fibers)
HPFRC-0.75%-15M	0.75 %	2.47 %	3.22 % (+1.24 % with rebar)

4.6 CONCLUSIONS

The general objective of this research project is to develop design criteria at serviceability adapted to fiber reinforced concrete. Experimental results of this study on the influence of fiber content and steel reinforcement ratio on water permeability of reinforced cracked concrete will serve to select these criteria. The experimental results led to the following conclusions.

- The experimental procedure provides a good repeatability for results of the same testing condition and coherent relationship between the mechanical and permeability measurements.
- Fibers addition in concrete improves crack control. The maximum crack widths are reduced by 2, 29 % and 80% at serviceability for fiber contents of 0.75, 1.5 and 2 % respectively in comparison to HPC.

- Reducing openings with numerous cracks decreases water permeability in concrete. Thus water permeability coefficients are reduced at serviceability by 31 %, 92 % and 99% for fiber contents of 0.75, 1.5 and 2% respectively in comparison to the HPC.
- Crack opening and permeability reductions aforementioned consider higher loading levels at serviceability in tie-specimens as the fiber content increases. Therefore, at an equivalent load level or stress in the rebar of the tie-specimen, the durability benefit brought by the fibers is even more pronounced.
- Increasing the steel reinforcement ratio in HPFRC containing 0.75 % of steel fibers results in a larger number of narrower cracks. As a consequence, permeability decreases by 62 % and 89 % at serviceability for reinforcement ratios of 1.23 % (10M) and 2.47 % (15M) respectively, in comparison with the unreinforced condition.
- Improvement of the ultimate load-carry capacity is superior with the addition of conventional steel rebar than with fibers. Nevertheless, fibers being a greater contribution to the cracking control, they provide a lower permeability and more durable structures at serviceability.

4.7 ACKNOWLEDGMENTS

This research project has been financially supported by the Québec Research Fund on Nature and Technologies (FQRNT) and by the Natural Sciences and Engineering Research Council (NSERC). The authors are grateful to Holcim, Bekaert, Euclid and Sika for their material donations for achieving this research project.

4.8 REFERENCES

Abbas A, Carcassès M, Ollivier JP (2000) The importance of gas permeability in addition to the compressive strength of concrete. Magazine of Concrete Research 52 (1):1-6

ACI (2003) Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02). American Concrete Institute. Detroit, USA

Akhavan A, Shafaatian S-M-H, Rajabipour F (2012) Quantifying the effects of crack width, tortuosity, and roughness on water permeability of cracked mortars. *Cement and Concrete Research* 42 (2):313-320

Aldea CM, Shah SP, Karr A (1999) Permeability of cracked concrete. *Materials and Structures* 32:370-376

ASTM (2010) Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression ASTM C469/C469M. American Society for Testing and Materials. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA

ASTM (2012) Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens

ASTM C39/C39M. American Society for Testing and Materials. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA

BAEL (1999) Règles BAEL 91 modifiées 99 - Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites. Eyrolles, édition 2000 - 333 pages, pp 45-47

Beaurivage F (2009) Étude de l'influence des paramètres structuraux sur les lois de comportement des bétons fibrés pour la conception de structures. École Polytechnique de Montréal, Montréal, Québec, Canada

Bischoff PH (2001) Effects of shrinkage on tension stiffening and cracking in reinforced concrete. *Canadian Journal of Civil Engineering* 28 (3):363-374

Breysse D, Gérard B (1997) Transport of fluids in cracked media. In: Reinhardt HW (ed) *Rilem Report 16 - Penetration and permeability of concrete : Barriers to organic and contaminating liquids*, vol 16. E & FN Spon, Stuttgart, Germany, pp 123-154

Charron J-P, Denarié E, Brühwiler E (2008) Transport properties of water and glycol in an Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC) under high tensile deformation. *Cement and Concrete Research* 38 (5):689-698

Charron JP, Denarié E, Brühwiler E (2007) Permeability of ultra high performance fiber reinforced concretes (UHPFRC) under high stresses. *Materials and Structures* 40 (3):269-277

CSA (2009) Concrete materials and methods of concrete construction CAN-CSA A23.1-09. Canadian Standards Association, Mississauga, Ontario, Canada

Darcy H (1856) Détermination des lois d'écoulement de l'eau à travers le sable, Appendix, note D. In: *Les fontaines publiques de la ville de Dijon*. Victor Dalmont, Paris, France, pp 590-594

Desmettre C, Charron JP (2011) Novel water permeability device for reinforced concrete under load. *Materials and Structures* 44 (9):1713-1723

Desmettre C, Charron JP (2012) Water permeability of reinforced concrete with and without fiber subjected to static and constant tensile loading. *Cement and Concrete Research* 42:945-952

Desmettre C, Charron JP (2013) Water Permeability of Reinforced Concrete Subjected to Cyclic Tensile Loading. *ACI Materials Journal* 110:79-88

Fields K, Bischoff PH (2004) Tension Stiffening and Cracking of High-Strength Reinforced Concrete Tension Members. *ACI Structural Journal* 101 (4):447-456

Hoseini M, Bindiganavile V, Banthia N (2009) The effect of mechanical stress on permeability of concrete: A review. *Cement and Concrete Composites* 31 (4):213-220

Kollek JJ (1989) The determination of the permeability of concrete to oxygen by the Cembureau method—a recommendation. *Materials and Structures* 22 (3):225-230

Lawler JS, Zampini D, Shah SP (2002) Permeability of Cracked Hybrid Fiber-Reinforced Mortar under Load. *ACI Material Journal* 99:379-385

Lawler JS, Zampini D, Shah SP (2005) Microfiber and Macrofiber Hybrid Fiber-Reinforced Concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering* 17 (5):595-604

Ludirdja D, Berger RL, Young JF (1989) Simple method for measuring water permeability of concrete. *ACI Materials Journal* 86 (5):433-439

Mivelaz P (1996) Etanchéité des structures en béton armé, fuites au travers d'un élément fissuré. École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, Switzerland

Naaman AE (2008) High Performance Fiber Reinforced Cement Composites In: Caijuin S, Mo Y-L (eds) High-Performance Construction Materials: Science and Applications, vol. 1 Engineering Materials for Technological Needs World Scientific Publishing Company, Singapore, pp 91-153

Neville AM (1996) Properties of concrete. 4th edn. John Wiley & Sons, New York, USA

Picandet V, Abdelhafid K, Hervé B (2009) Crack effects on gas and water permeability of concretes. Cement and Concrete Research 39:537-547

Powers TC, Copeland LE, Hayes JC, Mann HM (1954) Permeability of portland cement paste. Journal of the American Concrete Institute 26 (3):285–298

Rapoport J, Aldea C, Shah S, Ankenman B, Karr A (2002) Permeability of Cracked Steel Fiber-Reinforced Concrete. Journal of Materials in Civil Engineering 14 (4):355-358

RILEM (2003) Final recommendation of RILEM TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete sigma-epsilon-design method. Materials and Structures 36 (262):560-567

Wang K, Jansen DC, Shah SP, Karr AF (1997) Permeability study of cracked concrete. Cement and Concrete Research 27 (3):381-393

CHAPITRE 5 ANALYSE COMPLÉMENTAIRE ET DISCUSSION GÉNÉRALE

Ce chapitre sert d'analyse complémentaire au projet de recherche décrit au Chapitre 3. La première section du chapitre répond à l'objectif global du projet de recherche qui consiste à proposer des critères de conception en service pour les bétons renforcés de fibres à haute et ultra-haute performance (BFHP et BFUP) de sorte qu'ils puissent prolonger la durée de vie utile des infrastructures en béton armé. La détermination de ces critères est également un premier pas vers l'élaboration d'outils disponibles aux ingénieurs de la pratique visant l'utilisation des bétons renforcés de fibres (BRF). Ces critères seront déterminés à partir de l'étude expérimentale réalisée.

La deuxième partie de ce chapitre complémentaire exploite les critères de dimensionnement proposés en les appliquant à un élément structural typique grâce à une analyse non linéaire par éléments finis. Cette étude démontrera le potentiel d'utilisation des contraintes admissibles déterminées pour les bétons fibrés selon la sévérité d'exposition en tenant compte de l'ensemble des critères de conception en service. Cette analyse démontrera également l'avantage d'incorporer des fibres au béton en terme de durabilité.

Enfin, une discussion générale portant sur les thèmes principaux du projet de recherche finalise ce chapitre complémentaire. Les sujets traités sont la perméabilité à l'eau du béton fibré, les critères de conception et l'application de ces critères à un cas d'étude concret.

5.1 Proposition de critères de conception en service

Actuellement, aucun critère de conception en service particulier n'existe pour les BRF dans les normes nord-américaines. Pour l'instant les critères adaptés pour le béton armé sont appliqués tel quel au BRF pour assurer la durabilité des infrastructures (limites d'ouvertures de fissures et/ou de contraintes dans la barre d'armature).

Dans ce projet, le niveau de durabilité des tirants en condition de service (à l'état fissuré) a été déterminé à l'aide de la perméabilité à l'eau selon l'évolution du niveau d'endommagement de différents bétons. Des corrélations pouvaient être réalisées entre la perméabilité et les ouvertures

de fissures ou entre la perméabilité et la contrainte dans l'armature. Un choix devait être fait. D'une part, les équations disponibles pour évaluer théoriquement l'ouverture de fissure sont empiriques et imprécises pour le béton armé, de même que non adaptées pour évaluer l'ouverture de fissure dans les BRF. D'autre part, l'endommagement des tirants est relié au niveau de contrainte dans la barre d'armature, paramètre facilement identifiable et avec précision par le concepteur. Dans ce contexte les critères de conception en service reliés à la perméabilité à l'eau seront proposés en termes de contraintes admissibles dans les armatures.

Pour utiliser cette approche, il importe de bien définir des contraintes admissibles spécifiques au béton armé conventionnel pour différents niveaux d'exposition aux intempéries, en se basant sur celles proposées par les codes de construction actuels. Ces contraintes serviront ensuite de référence pour les contraintes admissibles pour les BRF. Pour chaque contrainte identifiée pour le béton armé, un niveau de durabilité en terme de perméabilité à l'eau peut être identifié. Ceci est possible grâce aux résultats expérimentaux du projet de recherche où la perméabilité à l'eau du béton armé a été mesurée dans des conditions représentatives des structures. L'appareil de perméabilité permet d'établir des corrélations directes entre la mesure de la perméabilité et le niveau de contrainte dans la barre d'armature. Par la même méthode, la durabilité offerte pour les mêmes niveaux d'endommagements pourra être déterminée pour les BRF testés. La comparaison du niveau de durabilité offert par les BRF à celui du béton standard permettra de valider ou d'invalidier l'adoption des mêmes contraintes admissibles spécifiques au béton conventionnel aux BRF. Dans l'éventualité où ces contraintes admissibles ne permettent pas la juste exploitation des BRF, d'autres contraintes limites seront proposées.

Le choix des contraintes admissibles du béton armé de référence s'est d'abord basé sur les contraintes admissibles retenues par les principaux codes de construction (Tableau 5-1). Ces contraintes sont données selon deux ou trois catégories d'exposition relative à l'impact de la fissure sur la durabilité. Certains codes proposent des contraintes admissibles variant selon les dimensions de l'élément structural, le type de sollicitation, le type d'armatures, etc. Les contraintes présentées au Tableau 5-1 sont donc adaptées aux spécimens étudiés dans le projet de recherche (dimensions des tirants, chargement en traction uniaxiale, etc.).

Tableau 5-1: Contraintes admissibles selon les principales normes

Origine	Norme	Contrainte maximale de traction dans la barre d'armature (MPa)		
		Fissuration très préjudiciable	Fissuration préjudiciable	Fissuration peu préjudiciable
Europe	Eurocode	-	300	340
Europe (France)	Eurocode avec modifications de l'annexe nationale française†	155*	215*	280*
Canada	CSA A23.3-04	-	300*	360*
Canada	CSA S6-06	-	260*	340*
États-Unis	ACI 318-95	-	240	-
Brésil	ABNT NBR 6118-03	220*	270*	315*
Suisse	SIA 262	-	300*	-
Proposition		150	250	350

†L'Eurocode précise que l'ouverture de fissure limite peut être fournie par l'Annexe Nationale d'un pays donné.

*Valeurs calculées selon les dimensions et chargement (traction directe) des spécimens en béton ordinaire du présent projet de recherche.

Les normes canadiennes actuelles (CSA A23.3-04, CSA S6-06) comprennent deux niveaux d'exposition. Néanmoins, trois niveaux d'exposition sont déterminés dans le cadre de ce projet de recherche afin de mieux représenter les exigences de durabilité variées des diverses structures en béton et se conformer à la norme CSA A23.1-09 qui spécifie trois niveaux d'exposition pour les épaisseurs d'enrobage de béton. Ces niveaux se distinguent selon l'impact de la fissuration sur la durabilité en condition fissurée, tel que définis dans les normes française et brésilienne (Tableau 5-1). Dans un contexte canadien, il est considéré légitime d'introduire un troisième niveau d'exposition pour les conditions les plus sévères étant donné les cas de détériorations précoces de plus en plus fréquents conduisant à des coûts onéreux de réparation. À titre indicatif, une culée et une dalle de pont en bétons sont deux éléments structuraux exposés aux intempéries où une fissuration peut subvenir. Or, les conditions environnementales d'une dalle de pont sont bien plus dommageables pour le béton étant donné l'accumulation d'eau sur une surface quasi horizontale et la concentration beaucoup plus élevée de chlorures s'introduisant à la surface.

Ainsi, en se basant sur la moyenne des valeurs présentées au Tableau 5-1, les contraintes admissibles pour les conditions d'exposition préjudiciable et peu préjudiciable sont posées à 250 et 350 MPa respectivement. Ces valeurs sont très similaires à celles proposées dans les normes canadiennes CSA A23.3-04 et CSA S6-06. En ce qui concerne la contrainte admissible du niveau d'exposition de fissuration très préjudiciable, celle-ci doit être inférieure au niveau d'exposition

intermédiaire (250 MPa). La contrainte admissible du niveau d'exposition le plus sévère est posée à 150 MPa, limite similaire à celle identifiée par l'annexe nationale française.

La suite de la démarche consiste à identifier les niveaux de perméabilité à l'eau du béton armé conventionnel relatifs aux trois niveaux d'exposition en se servant des résultats expérimentaux de ce projet. Dans cette analyse, les coefficients de perméabilité du BHP servent d'indices de durabilité de référence. L'évolution de la perméabilité moyenne des tirants en BHP testés (BHP-0%-10M) est présentée à la Figure 5-1. Les crochets illustrent la variabilité des résultats pour les trois spécimens de cette condition d'essai (valeurs minimales et maximales). Les coefficients de perméabilité relatifs aux trois niveaux d'exposition du béton, soit à 150, 250 et 350 MPa, sont identifiés au Tableau 5-2 selon la courbe moyenne. Ces coefficients indiquent le niveau de durabilité moyen offert par le BHP.

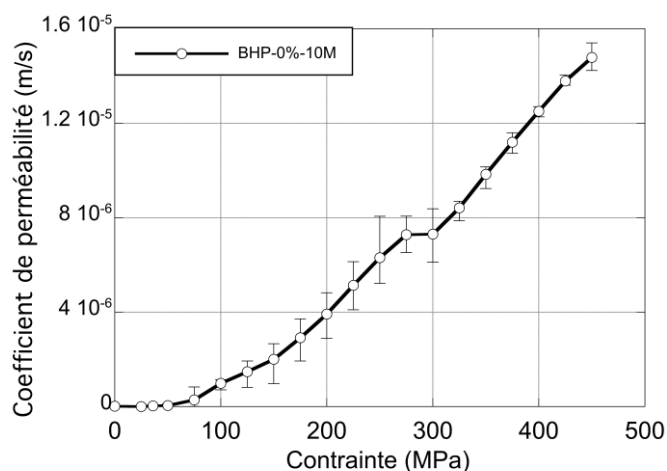


Figure 5-1: Perméabilité du BHP en fonction de la contrainte dans l'armature

Tableau 5-2: Perméabilité selon le niveau d'exposition du BHP

Matériau	Fissuration très préjudiciable 150 MPa	Fissuration préjudiciable 250 MPa	Fissuration peu préjudiciable 350 MPa
BHP-0%-10M	2.01×10^{-6} m/s	6.31×10^{-6} m/s	9.84×10^{-6} m/s

Il importe de préciser que la contrainte initiale de compression dans la barre d'armature due au retrait des bétons a été considérée dans l'analyse des résultats de perméabilité. Des informations à ce sujet sont données à l'annexe A.

Ensuite, l'évolution de la perméabilité des BFHP et BFUP testés en fonction de la contrainte dans la barre d'armature est présentée à la Figure 5-2. Les résultats de la condition BFHP-1%-10M proviennent de travaux antérieurs de Desmettre & Charron (2012). Les coefficients de perméabilité à l'eau relatifs aux conditions d'exposition définies pour le BHP conventionnel (150, 250 et 350 MPa) sont résumés au Tableau 5-3. Les réductions en termes de perméabilité sont présentées pour chacun des bétons fibrés par rapport à celle offerte par le BHP.

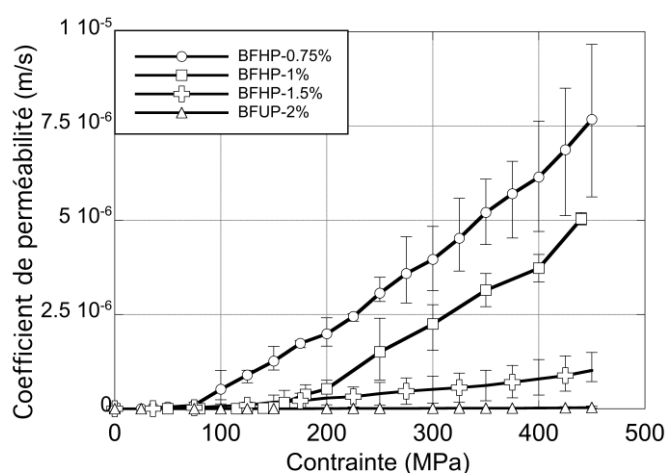


Figure 5-2: Perméabilité en fonction de la contrainte, avec valeurs minimums et maximums des bétons fibrés

Tableau 5-3: Perméabilité selon le niveau d'exposition des bétons fibrés

Matériau	Fissuration très préjudiciable 150 MPa		Fissuration préjudiciable 250 MPa		Fissuration peu préjudiciable 350 MPa	
	K_w (m/s)	Réduction versus BHP	K_w (m/s)	Réduction versus BHP	K_w (m/s)	Réduction versus BHP
BFHP - 0.75%	1.27×10^{-6}	37 %	3.07×10^{-6}	51 %	5.21×10^{-6}	47 %
BFHP - 1%*	4.29×10^{-8}	98%	1.51×10^{-6}	76 %	3.15×10^{-6}	68 %
BFHP - 1.5%	1.79×10^{-7}	91 %	4.03×10^{-7}	94 %	6.21×10^{-7}	94 %
BFUP - 2%	4.09×10^{-9}	99.8 %	1.03×10^{-8}	99.8 %	1.91×10^{-8}	99.8 %

*Condition d'essai réalisée lors de travaux antérieurs (Desmettre & Charron, 2012), la configuration expérimentale étant similaire.

Ces résultats démontrent que les contraintes admissibles du béton armé conventionnel appliquées aux BRF offrent un niveau de protection exceptionnel aux vues des réductions significatives du coefficient de perméabilité relevées pour un même niveau de contrainte. Ceci est relié au meilleur contrôle de la fissuration apporté par les fibres. Reste que ces gains de durabilité sont d'une si grande importance qu'ils ne permettent pas d'exploiter pleinement le potentiel des BRF. Notamment, ces matériaux pourraient subir de plus grandes déformations et niveaux de contrainte en offrant le même niveau de durabilité que le béton conventionnel, amenant ainsi un avantage supplémentaire lors de la conception. Ceci permet d'affirmer que les contraintes admissibles proposées par les codes actuels ne sont donc pas adaptées pour les BRF. Ainsi, des contraintes admissibles plus réalistes pour les BRF seront proposées en se basant sur les résultats expérimentaux de ce projet de recherche, et ce, en tenant compte de la variabilité des résultats.

Comme les contraintes admissibles du béton armé ont été déterminées de manière à offrir une durabilité adéquate aux structures, des contraintes admissibles offrant un niveau de protection équivalent ou supérieur, en terme de perméabilité à l'eau, peuvent être proposées pour les BRF. Cette approche consiste à identifier les niveaux de contrainte dans les BRF associés aux coefficients de perméabilité mesurés pour les trois niveaux d'exposition du BHP (Tableau 5-2). Un tableau d'équivalence de perméabilité est d'abord présenté (Tableau 5-4) et servira à l'identification des critères de conception pour les BRF. Le niveau de durabilité étant d'abord corrélé sur les courbes moyennes de perméabilité des BRF, les valeurs minimales et maximales de contrainte de chacun des BRF sont identifiées pour ensuite tenir compte de la variabilité des résultats.

Tableau 5-4: Tableau de perméabilité équivalente des bétons

Matériau	Fissuration très préjudiciable 150 MPa ($K_w = 2.01 \times 10^{-6}$ m/s)			Fissuration préjudiciable 250 MPa ($K_w = 6.31 \times 10^{-6}$ m/s)			Fissuration peu préjudiciable 350 MPa ($K_w = 9.84 \times 10^{-6}$ m/s)		
	σ_{mov} (MPa)	$\Delta\sigma$ -	$\Delta\sigma$ +	σ_{mov} (MPa)	$\Delta\sigma$ -	$\Delta\sigma$ +	σ_{mov} (MPa)	$\Delta\sigma$ -	$\Delta\sigma$ +
BHP-0%	150	-22	27	250	-23	21	350	-5	10
BFHP-0.75%	201	-18	12	405	-44	0	> 450*	-	-
BFHP-1%	284	-45	36	> 450*	-	-	> 450*	-	-
BFHP-1.5%	> 450*	-	-	> 450*	-	-	> 450*	-	-
BFUP-2%	> 450*	-	-	> 450*	-	-	> 450*	-	-

*Perméabilité du BHP non atteinte à la plastification de l'armature dans ce béton fibré.

Dans un premier temps, ces résultats reflètent les gains significatifs en terme de contrainte pour l'ensemble des bétons fibrés par rapport au BHP. À titre indicatif, les contraintes moyennes montrent des gains de 51 et 134 MPa pour les dosages en fibres à 0.75 et 1 % et de plus de 300 MPa pour les dosages en fibres plus élevés de 1.5 et 2 % versus le BHP pour la condition d'exposition où la fissuration est très préjudiciable à la durabilité. Les cas désignant une contrainte supérieure à 450 MPa pour les BRF indiquent que les niveaux de durabilité équivalents au BHP se manifestent après l'atteinte de la limite élastique des barres d'acier. De plus, la variabilité des résultats démontre que les contraintes équivalentes des BRF offrant un même niveau de durabilité que le BHP varie en moyenne de ± 22 MPa pour les différents tirants testés, avec un maximum de ± 45 MPa.

C'est en se basant sur ce tableau d'équivalence que des critères de conception en service BRF armés de barres d'armature 10M sont proposés au

Tableau 5-5. Les contraintes admissibles déterminées pour les BRF doivent théoriquement être supérieures ou égales aux limites identifiées pour le BHP. Elles sont ensuite basées sur les contraintes moyennes des BRF réduites de la variabilité maximale identifiée (valeur choisie entre 25 et 50 MPa). À titre indicatif, la contrainte équivalente du BFHP-1% pour une condition de fissuration très préjudiciable offrant le même niveau de durabilité que celui du BHP équivaut à 284 MPa, auquel a été soustrait 50 MPa pour donner une contrainte admissible de 225 MPa (

Tableau 5-5). Le même principe a été appliqué pour l'ensemble des conditions. Il est attendu que ces contraintes admissibles pour les BRF offriront une durabilité supérieure à celle du BHP, puisque ces contraintes sont déterminées avec le comportement le plus défavorable des BRF (considération de la variabilité) en comparaison au comportement moyen du BHP.

**Tableau 5-5: Proposition de contraintes admissibles pour les BRF armés de barres
d'armatures 10M**

Matériau	Fissuration très préjudiciable	Fissuration préjudiciable	Fissuration peu préjudiciable
BFHP-0.75%	175 MPa	350 MPa	400 MPa
BFHP-1%	225 MPa	> 450 MPa	> 450 MPa
BFHP-1.5%	> 450 MPa	> 450 MPa	> 450 MPa
BFUP-2%	> 450 MPa	> 450 MPa	> 450 MPa

Naturellement, la sélection de contraintes admissibles dans le BRF n'a pu être effectuée pour les cas où la barre d'armature plastifiait avant d'atteindre un niveau de durabilité équivalent au BHP. Ces contraintes actuellement non limitées pourraient le devenir avec l'utilisation de barres d'armatures à haute résistance.

Il importe de mentionner que ces contraintes admissibles sont valides pour les BRF armés de barres d'armature 10M. Il est attendu que l'utilisation de barres de plus gros diamètres réduira possiblement le bénéfice apporté par les fibres, la contribution mécanique de ces dernières devenant plus faible par rapport à l'armature.

Par ailleurs, la proposition de contraintes admissibles supérieures à la limite élastique pour certaines conditions dans cette première ébauche de critère peut sembler surprenante. Cela signifie dans ces cas précis que ce sera les autres critères de conception en service (flèche, fluage) qui seront limitatifs, et non la perméabilité du béton. Ceci sera démontré à la section suivante.

Finalement, il importe de préciser que les critères de conception proposés ne considèrent pas la variabilité imputable à l'orientation des fibres. Cet effet n'a pas été étudié dans ce projet de recherche. Dans la phase expérimentale, les fibres ont été orientées de manière similaire pour l'ensemble des conditions, soit en favorisant une orientation préférentielle des fibres par rapport à la fissuration. L'influence d'une orientation défavorable des fibres sur la perméabilité requerra un programme expérimental détaillé.

5.2 Application des critères de conception

5.2.1 Objectifs

Le premier objectif de cette section est d'abord d'appliquer les règles normatives actuelles et les contraintes admissibles pour les BRF proposées à la section précédente à un cas d'étude concret. L'analyse porte sur une section de dalle de pont type utilisée par le Ministère des Transports du Québec (MTQ). Plusieurs analyses sont réalisées sur cette dalle en considérant les différents bétons testés dans le projet de recherche.

Dans un premier temps, les critères de conception du béton armé seront appliqués au comportement mécanique de la dalle fabriquée avec les différentes gammes de béton. Ensuite, l'application des critères de conception adaptés aux BRF permettra de faire des comparaisons au niveau du comportement mécanique et de la durabilité attendue de la dalle. Cette dernière approche tiendra également compte de l'ensemble des critères de conception en service.

Enfin, cette section a comme dernier objectif de démontrer l'apport des bétons renforcés de fibres sur la durabilité.

5.2.2 Cas à l'étude

Le cas à l'étude est une section de dalle structurale représentative d'une configuration type utilisée par le MTQ et représenté à la Figure 5-3. Les dimensions de la section de dalle, les recouvrements et la disposition des barres d'armatures correspondent aux propositions données dans le *Manuel de conception des structures* (MTQ, 2006). La dalle étudiée d'une tranche de 300 mm de largeur contient une épaisseur de 225 mm et une portée entre poutres de 2400 mm. La dalle comprend des barres d'armature de type 15M espacées à 150 mm équivalent à une disposition de $1333 \text{ mm}^2/\text{m}$ (Figure 5-4a). Les recouvrements supérieurs et inférieurs sont de 60 et 35 mm respectivement.

Par ailleurs, les correspondances entre les mesures expérimentales de perméabilité et du niveau de contrainte dans l'étude expérimentale portant sur l'influence du dosage en fibres sont réalisées sur des tirants composés de barres d'armatures de type 10M. Pour cette raison, la section de dalle type a été modifiée en remplaçant les barres 15M par des barres 10M afin d'obtenir une meilleure corrélation entre les données expérimentales et numériques du projet de recherche. Ainsi, la

section équivalente (Figure 5-4b) contient 4 barres 10M espacées à 75 mm, représentant la même répartition d'acier de $1333 \text{ mm}^2/\text{m}$ que celle composée des barres 15M.

La section de dalle est étudiée en moment négatif tel que retrouvé dans la zone au voisinage des poutres longitudinales. Il s'agit d'une zone critique pour laquelle la fissuration du béton est très préjudiciable à la durabilité lorsque la membrane d'étanchéité perd son efficacité. Cette situation n'est pas rare car la membrane est généralement changée aux 15 à 20 ans pour une dalle de pont. Étant sollicitée en flexion négative, la fibre supérieure de la section est tendue et fissurée, permettant ainsi la pénétration d'eau et d'agents agressifs (Cl^-). La déformée, les champs de déformation et de contrainte de la dalle sont illustrés à la Figure 5-5.

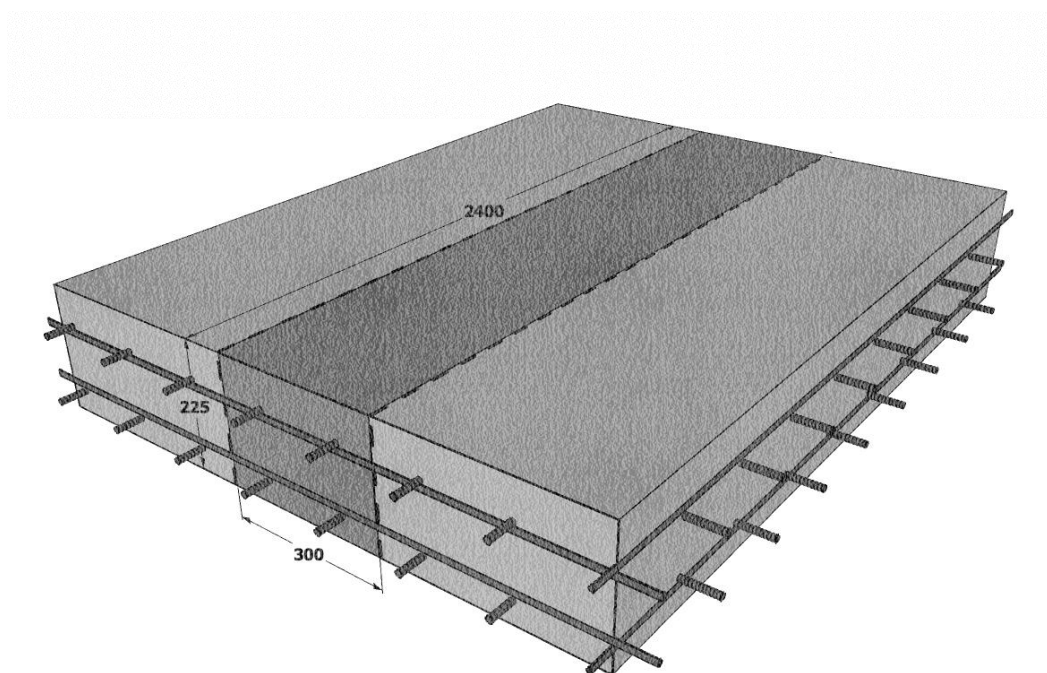


Figure 5-3: Section de dalle type à l'étude

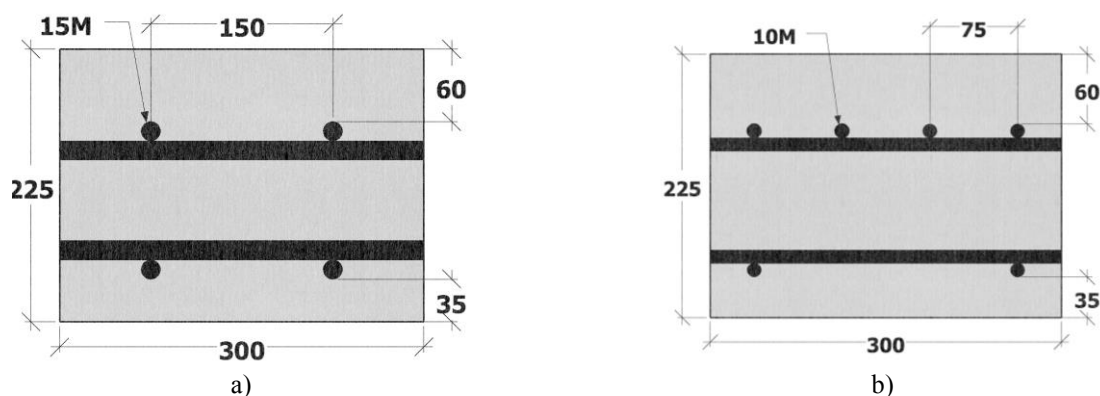


Figure 5-4: Section type MTQ

a) Dalle type du MTQ avec 15M, b) Dalle type du MTQ équivalente avec 10M

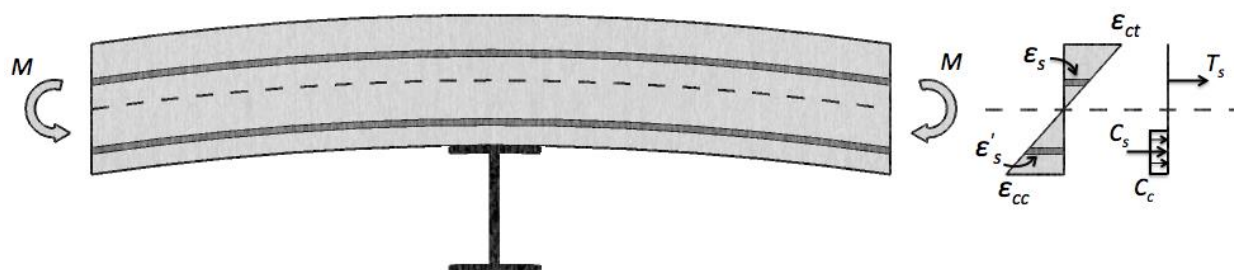


Figure 5-5: Comportement de la section de dalle en zone de moment négatif

Deux cas sont traités dans cette analyse. Le premier cas d'étude est réalisé avec une dalle de section et de renforcement identiques fabriquée avec les bétons testés en tenant compte de leur loi de comportement en traction caractérisée expérimentalement. Cette première étude est présentée à l'annexe B.

Ce chapitre présente le deuxième cas d'étude, plus pragmatique, en poursuivant l'analyse avec des sections de dalles de même capacité structurale. Ainsi, les quantités d'armatures sont réduites pour les dalles en BRF de manière à offrir la même capacité qu'une dalle type en BHP. De plus, au lieu de considérer une dalle constituée entièrement d'une matrice en BFUP, une dalle hybride composée de BHP conventionnel et d'une mince couche de BFUP en surface est choisie. Cette analyse est poursuivie avec la considération de l'ensemble des critères de conception en service.

Avant la présentation de ces analyses, le modèle d'éléments finis utilisé, les conditions limites considérées et les lois de comportement des matériaux sont présentés.

5.2.3 Modèle par éléments finis

Le modèle numérique de la section de dalle structurale est réalisé avec le logiciel Atena 3D v4 (ervenka 200). Les conditions limites sont choisies de manière à tester les dalles sous l'application d'un chargement statique en flexion négatif à quatre points représentatif des zones au-dessus des poutres pour lesquelles la surface supérieure de la dalle est fissurée et exposée à la pénétration de l'eau et des agents agressifs (Figure 5-6). Le chargement de la dalle est effectué en déplacement contrôlé par pas de 0.1 mm pour chacune des charges ponctuelles. La fibre supérieure est donc sollicitée en traction et la fibre inférieure en compression. Les éléments finis de la dalle étudiée sont de type hexaédrique à 8 nœuds et le maillage utilisé est représenté à la Figure 5-7.

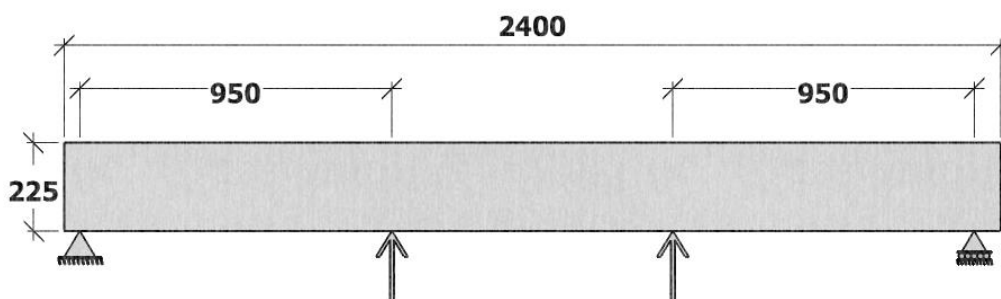


Figure 5-6: Conditions limites de la section de dalle à l'étude

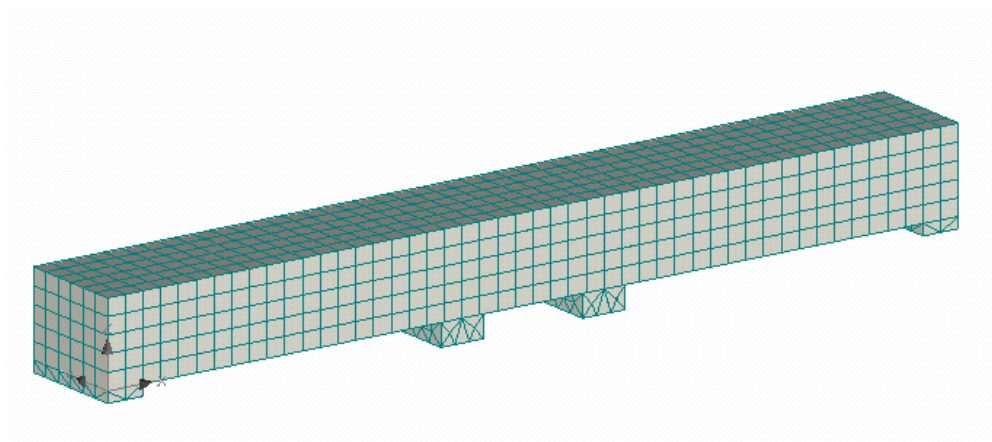


Figure 5-7: Maillage de la section de dalle

Afin de bien représenter le comportement mécanique des bétons étudiés dans le cadre de ce projet de recherche, leurs propriétés mécaniques ont été caractérisées au laboratoire de structures de l'École Polytechnique de Montréal à l'échéance de l'essai de perméabilité (45 jours). Les données utilisées dans les modèles sont celles qui sont correspondantes à la date de réalisation des essais et permettent une meilleure correspondance avec les mesures de contrainte et de perméabilité. Un résumé des propriétés mécaniques est présenté au Tableau 5-6. Le comportement en traction a été mesuré sur des os sollicités en traction directe, conformément à la méthode développée par Beaurivage (2009) et basée sur la norme RILEM TC 162-TDF. Les lois de comportement en traction des matériaux (courbes moyennes) sont présentées à la Figure 5-8. Les lois de comportement en traction de l'ensemble des os sont présentées à l'annexe C du mémoire. Les bétons fibrés se distinguent par leur comportement adoucissant à la localisation d'une macrofissure dû à la reprise partielle de l'effort de traction par les fibres. Le BFUP présente quant à lui une résistance supérieure en traction et un comportement écrouissant avant la localisation d'une macrofissure.

Tableau 5-6: Propriétés mécaniques des bétons

	Échéance (jour)	BHP-0%	BFHP-0.75%	BFHP-1.5%	BFUP-2%
f_c (MPa)	45	62.7	56.7	54.2	137.5
f_t (MPa)	45	2.80	2.80	3.60	8.10
E_c (MPa)	45	32 900	30 500	27 900	39 500

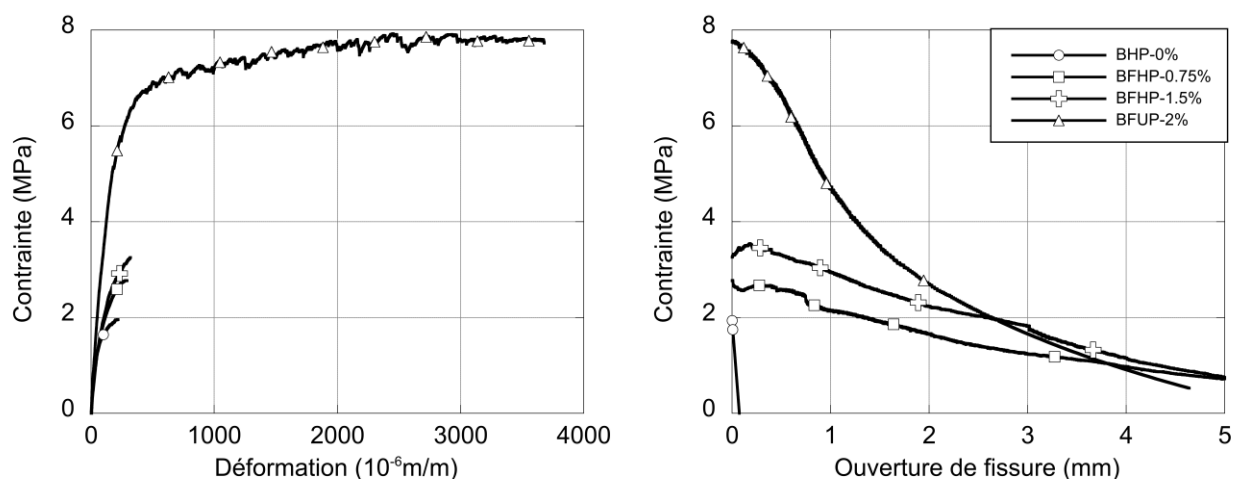


Figure 5-8: Lois de comportement en traction des bétons

Un exemple des champs de déformations de la dalle et champs de contraintes dans les armatures est présenté à la Figure 5-9a et Figure 5-9b respectivement.

L'application des résultats expérimentaux (ou critères de conception) aux analyses numériques est possible en faisant la correspondance des contraintes moyennes dans les barres d'armatures mesurées expérimentalement dans les essais sur tirants et celles identifiées numériquement. Le calcul de la contrainte moyenne numérique dans la barre d'armature tendue requise pour l'application des contraintes admissibles dans les matériaux est fait en considérant la déformation moyenne mesurée sur la barre dans la zone de moment constant entre les deux charges ponctuelles.

Enfin, à titre de vérification du calcul numérique pour la dalle en BHP, la capacité maximale de la dalle est de 29.0 kN selon un calcul manuel et de 29.2 kN et pour le modèle numérique.

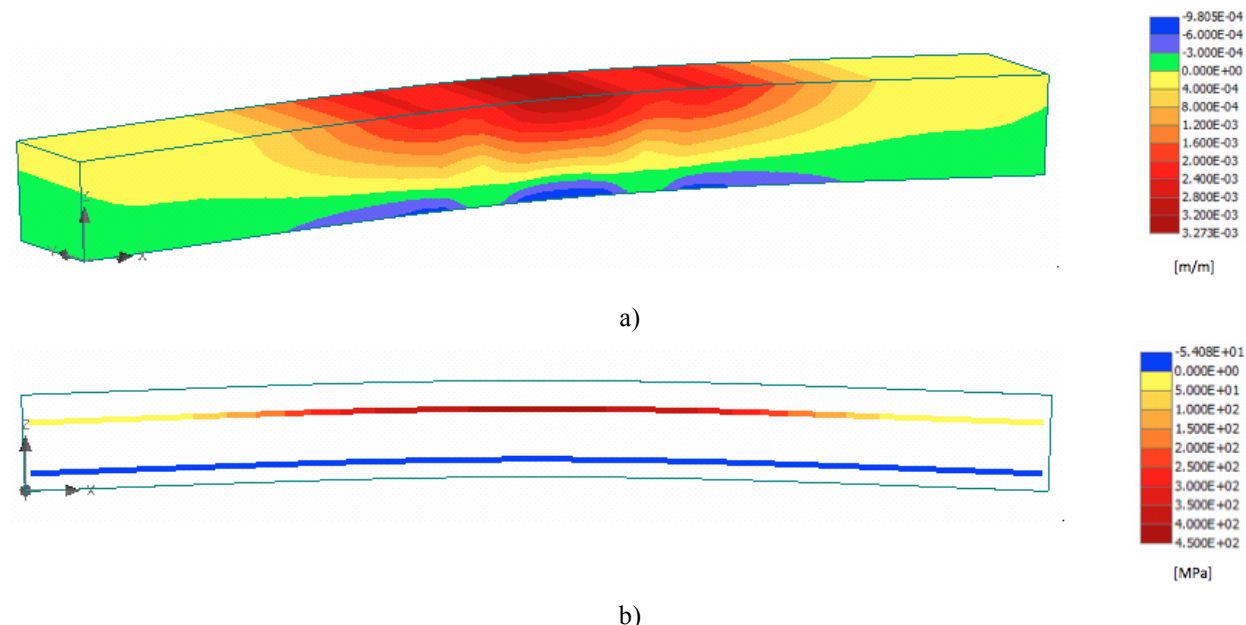


Figure 5-9: Résultats typiques des analyses numériques:

a) champs de déformation dans la dalle, b) champs de contrainte dans les armatures

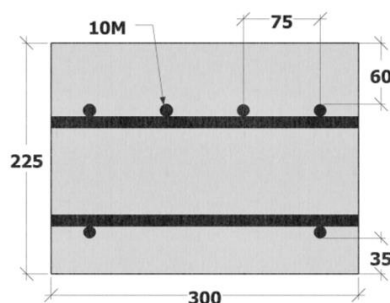
5.2.4 Résultats et analyses

5.2.4.1 Apport des bétons renforcés de fibres pour une section de capacité équivalente

Cette portion du chapitre présente la seconde approche de conception, plus pragmatique, portant sur des sections de dalles de capacité portante équivalente à la dalle de référence type du MTQ avec barres 10M (Figure 5-10). Pour rappel, la première étude sur des dalles de section et renforcement identique est présentée en annexe B.

Ainsi, cette analyse considère des sections de dalles en BFHP et BFUP avec armatures longitudinales réduites (Figure 5-11). Précisément, la dalle fabriquée avec du BFUP-2% possède une section hybride composée de BHP et d'une mince couche en BFUP à la zone tendue exposée aux intempéries. Ce type de dalle exploite bien les avantages du BFUP tout en limitant le volume de matériau utilisé. Elle est de plus considérée actuellement pour des fins de réparation et pour la conception de nouvelles dalles avec des partenaires industriels (Lachance, 2014). La couche de BFUP contient 20 mm de recouvrement additionné de 15 mm supplémentaire sous les barres d'armature 10M menant à une épaisseur totale de 46 mm ($20 + 11 + 15$) pour une épaisseur de

dalle de 225 mm. Par ailleurs, pour la configuration de dalle à l'étude, le BFHP-0.75% comprend deux armatures (réduction de 50 % par rapport au BHP) et les BFHP-1.5% et BFUP-2%-Hybride en contiennent une seule (réduction de 75 % par rapport au BHP). Un résumé des sections de capacité équivalente et de leur disposition d'armature est disponible au Tableau 5-7.



**Figure 5-10: Section de référence en BHP équivalente aux recommandations du MTQ
(1333 mm²/m)**

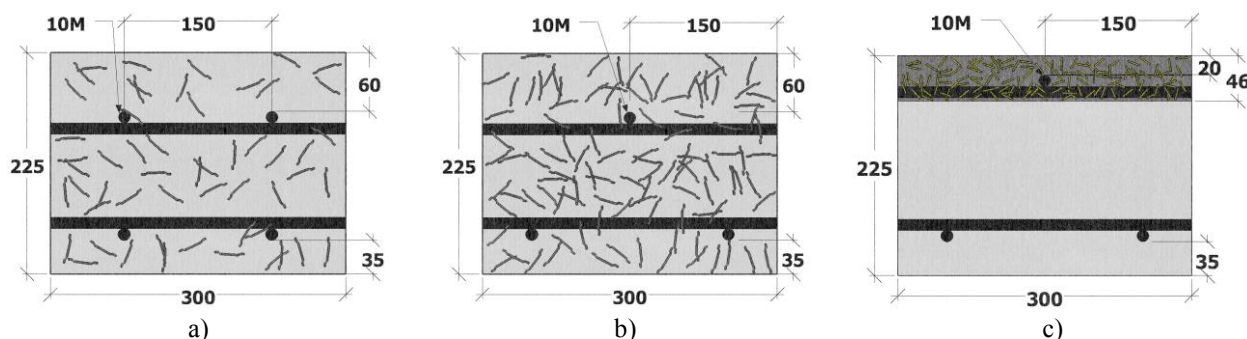


Figure 5-11: Section des bétons renforcés de fibres

a) BFHP - 0.75%, b) BFHP - 1.5 %, c) BFUP - 2 % Hybride

Tableau 5-7: Résumé des répartitions d'armatures des dalles de même capacité

Matériau	Nombre de barres de type 10M	Espacement des barres c/c (mm)	Quantité d'armatures (mm ² /m)	Réduction d'armature versus BHP
BHP-0%	4	75	1333	-
BFHP-0.75%	2	150	667	50 %
BFHP-1.5%	1	300	333	75 %
BFUP-2%-Hybride	1	300	333	75 %

5.2.4.2 Application des critères du béton armé pour une section de capacité identique

Le comportement mécanique des dalles de capacité équivalente ($F_{\text{ultime}} \approx 32.4 \text{ kN}$) sont présentées jusqu'à la plastification des armatures à la Figure 5-12. Les courbes montrent également les critères de conception du béton armé reliés aux principaux codes de constructions sous forme de curseurs associés aux conditions d'exposition de fissuration très préjudiciable (150 MPa), préjudiciable (250 MPa) et peu préjudiciable (350 MPa). La comparaison du comportement des dalles en terme de force, flèche et coefficient de perméabilité est donné aux Tableau 5-8 et Tableau 5-9. Le Tableau 5-9 présente les résultats du Tableau 5-8 normalisés sur ceux du BHP.

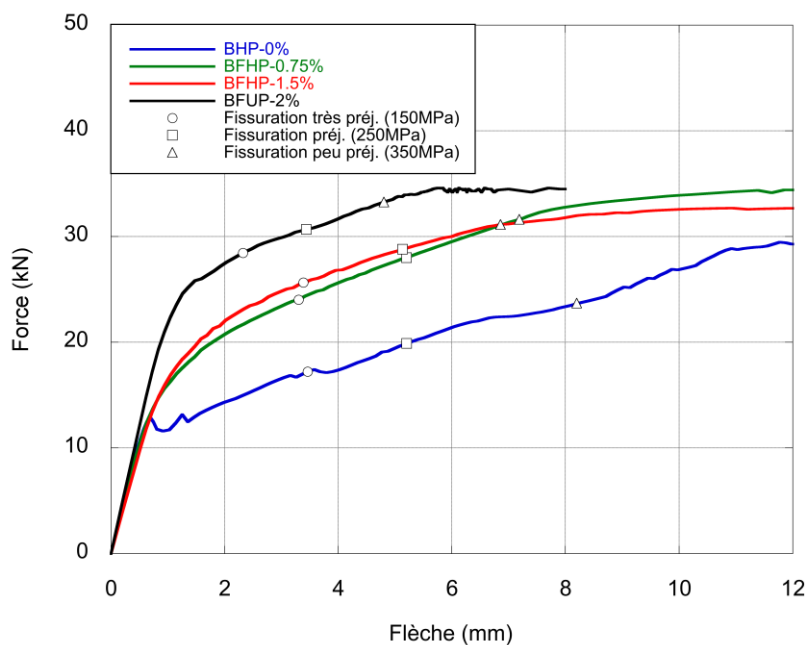


Figure 5-12: Courbes force-flèche des bétons avec critères du béton armé (Capacité identique)

Tableau 5-8: Comparaison du comportement des dalles avec les critères du béton armé (Capacité identique)

Matériau	Fissuration très préjudiciable 150 MPa			Fissuration préjudiciable 250 MPa			Fissuration peu préjudiciable 350 MPa		
	Force (kN)	Flèche (mm)	K_w (m/s)	Force (kN)	Flèche (mm)	K_w (m/s)	Force (kN)	Flèche (mm)	K_w (m/s)
BHP-0%-4N°10	17.2	3.5	2.01E-06	19.9	5.2	6.31E-06	23.7	8.2	9.84E-06
BFHP-0.75%-2N°10	24.0	3.3	1.27E-06	28.0	5.2	3.07E-06	31.6	7.2	5.21E-06
BFHP-1.5%-1N°10	25.6	3.4	1.79E-07	28.8	5.1	4.03E-07	31.1	6.9	6.21E-07
BFUP-2%-Hybride	28.5	2.3	4.09E-09	30.7	3.4	1.03E-08	33.3	4.8	1.91E-08

Tableau 5-9: Comparaison du comportement des dalles avec les critères du béton armé en prenant comme référence la dalle en BHP (Capacité identique)

Matériau	Fissuration très préjudiciable 150 MPa			Fissuration préjudiciable 250 MPa			Fissuration peu préjudiciable 350 MPa		
	Gain force	Gain flèche	Réduction K_w	Gain force	Gain flèche	Réduction K_w	Gain force	Gain flèche	Réduction K_w
BHP-0%-4N°10	-	-	-	-	-	-	-	-	-
BFHP-0.75%-2N°10	40 %	-5 %	37 %	41 %	0 %	51 %	33 %	-12 %	47 %
BFHP-1.5%-1N°10	49 %	-2 %	91 %	45 %	-1 %	94 %	31 %	-16 %	94 %
BFUP-2%-Hybride	65 %	-33 %	99.8 %	54 %	-34 %	99.8 %	40 %	-41 %	99.8 %

À priori, les courbes force-flèche reflètent que, pour une section optimisée, de fortes réductions de flèches sont identifiées pour une même force appliquée. Ceci peut être expliqué par la contribution des fibres dans la zone tendue de la dalle. Plus précisément, l'effet de fibres à ponter les fissures vient augmenter la participation du béton à la reprise de l'effort de traction.

Les Tableau 5-8 et Tableau 5-9 montrent également que les flèches sont légèrement réduites pour les dalles en BRF versus la dalle de référence en BHP pour un même niveau d'exposition (représentatif d'un même niveau de contrainte). Ceci s'explique par la réduction du nombre d'armatures et par la contribution des fibres à la reprise des efforts de traction. La plus petite quantité d'armatures dans les dalles en BRF mène à un partage des efforts de traction dans moins de barres tendues, nécessitant parfois de plus petits déplacements pour atteindre un même niveau de contrainte.

Un aspect marquant de l'utilisation de ces critères est la forte réduction de perméabilité des BRF versus le BHP (K_w significativement plus petits) pour une capacité nettement supérieure allant de 31 % à 65 % (Tableau 5-9). En effet, peu importe le niveau d'exposition considéré, les réductions de perméabilité vis-à-vis le béton conventionnel identifiées sont sensiblement les mêmes, soit d'environ 45 %, 92 % et 99.8 % pour les dosages en fibres de 0.75 %, 1.5 % (BFHP) et 2 %

(BFUP-Hybride). Ces effets (gains de forces et réductions de perméabilité) sont d'autant plus importants que le dosage en fibres est élevé. Enfin, ces résultats confirment les gains de capacité mécanique et de réduction de perméabilité significatifs pour les BRF, mais restent limités par l'utilisation des critères de conception du béton armé.

5.2.4.3 Application des critères en service adaptés aux BRF pour une section de capacité identique

La suite de cette analyse porte sur l'application des contraintes admissibles en service aux BRF sélectionnées à la section 5.1

(Tableau 5-5) sur les dalles de capacité équivalente. Ces critères sont représentatifs d'un niveau de durabilité équivalent ou supérieur (en terme de perméabilité) à celui offert par le BHP pour une même condition d'exposition considérée. En plus des critères de conception associés à la durabilité, un critère supplémentaire relié au fluage est considéré dans la démarche, faisant à la fois de cette section un exemple de conception d'élément structural considérant les critères de conception en service de durabilité et de fluage. Un nouveau curseur est illustré lorsque la contrainte du béton à la fibre comprimée atteint $0.5 f'_c$ (valeur intermédiaire des codes de construction, section 2.4.5) afin de limiter le fluage de la dalle sous chargement (Figure 5-13). En ce qui concerne le critère de flèche admissible, les courbes démontrent clairement qu'à force équivalente appliquée, les dalles en BRF ont une flèche beaucoup plus faible. Or, si une poutre de béton armé conventionnelle respecte la limite associée aux flèches excessives, une poutre en BRF la respectera assurément.

Ainsi, la Figure 5-13 représente les comportements mécaniques des dalles avec l'ajout du critère de conception en service de fluage. La comparaison du comportement des dalles en terme de force, flèche et coefficient de perméabilité est donné aux Tableau 5-10 et Tableau 5-11. Le Tableau 5-11 présente les résultats du Tableau 5-10 normalisés sur ceux du BHP.

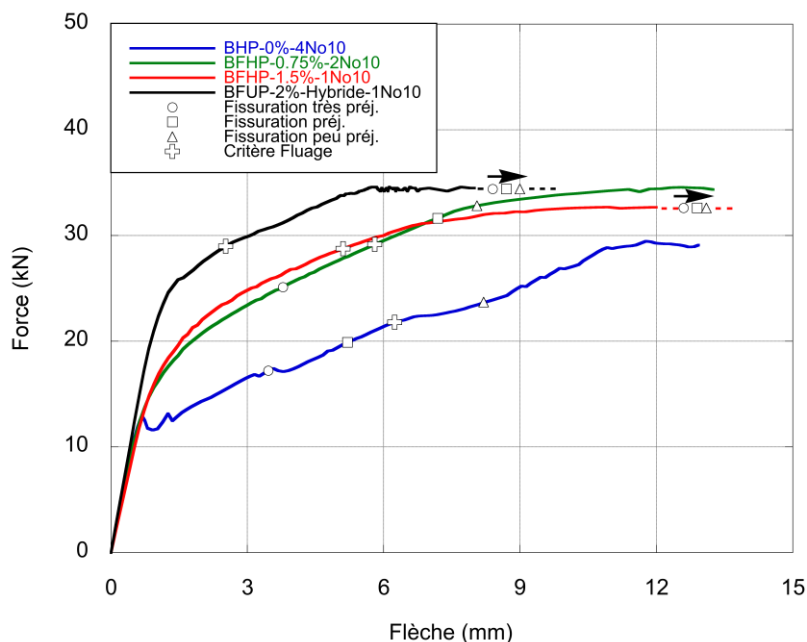


Figure 5-13: Courbes force-flèche des bétons avec critères adaptés aux BRF et critère de fluage (Capacité identique)

Tableau 5-10: Comparaison du comportement des dalles avec les critères adaptés aux BRF (Section identique)

Matériau	Fissuration très préjudiciable			Fissuration préjudiciable			Fissuration peu préjudiciable		
	σ (MPa)	Force (kN)	Flèche (mm)	σ (MPa)	Force (kN)	Flèche (mm)	σ (MPa)	Force (kN)	Flèche (mm)
BHP-0%-4N°10	150	17.2	3.5	250	19.9	5.2	350	23.7	8.2
BFHP-0.75%-2N°10	175	25.1	3.8	350	31.6	7.2	400	32.8	8.1
BFHP-1.5%-1N°10	> 450	> 32.6	> 8.2	> 450	> 32.6	> 8.2	> 450	> 32.6	> 8.2
BFUP-2%-Hybride	> 450	> 34.4	> 5.9	> 450	> 34.4	> 5.9	> 450	> 34.4	> 5.9

Tableau 5-11: Comparaison du comportement des dalles avec les critères adaptés aux BRF en prenant comme référence la dalle en BHP (Capacité identique)

Matériau	Fissuration très préjudiciable			Fissuration préjudiciable			Fissuration peu préjudiciable		
	Gain σ (MPa)	Gain force	Gain flèche	Gain σ (MPa)	Gain force	Gain flèche	Gain σ (MPa)	Gain force	Gain flèche
BHP-0%-4N°10	-	-	-	-	-	-	-	-	-
BFHP-0.75%-2N°10	25	46 %	9 %	100	59 %	38 %	50	39 %	-2 %
BFHP-1.5%-1N°10	> 300	> 89 %	> 137 %	> 200	> 64 %	> 58 %	> 100	> 38 %	> 0 %
BFUP-2%-Hybride	> 300	> 100 %	> 70 %	> 200	> 73 %	> 13 %	> 100	> 45 %	> -28 %

L'utilisation des critères de conception adaptés aux BRF met en évidence que les dalles avec bétons fibrés peuvent supporter une charge et une flèche significativement plus élevées avant d'atteindre le niveau de durabilité offert par le BHP. À titre indicatif, pour une condition de fissuration préjudiciable, l'utilisation des critères de conception adaptés aux BRF pour la dalle en BFHP-0.75% permet une contrainte de 350 MPa dans la barre d'armature (versus 250 MPa avec critères du béton armé), un gain de force de 59 % (versus 41 % avec critères du béton armé), et un gain de déplacement de 38 % (versus 0 % avec critères du béton armé) pour un même niveau de durabilité. Cette meilleure performance en service est particulièrement significative pour les dosages importants de fibres. Effectivement, la totalité des marqueurs pour les BFHP-1.5% et BFUP-2% dépassent la limite élastique des barres d'armatures continues pour les niveaux de durabilité associés à ceux du béton conventionnel.

Il faut préciser que des critères de conception reliés à la durabilité dépassant la contrainte de plastification des armatures ne seraient pas utilisés pour des raisons de sécurité structurale, mais aussi parce que d'autres critères en service deviennent alors plus contraignants. L'ajout du critère associé au fluage sur la Figure 5-13 montre qu'il gouverne la conception en condition de service des dalles en BFHP-1.5% et en BFUP-2%-Hybride. Le critère en service gouvernant pour les dalles en BHP et BFHP-0.75% dépend de la condition d'exposition choisie. Lorsque le critère de fluage devient plus restrictif que celui relié à la durabilité pour les dalles en BFHP et BFUP, ceci confirme que l'utilisation de ces matériaux offrira une durabilité prolongée en comparaison à la dalle de référence.

Il importe de préciser que les observations précédentes sont obtenues avec des dalles de quantités d'armatures réduites de 50 % pour le BFHP-0.75 % et de 75 % pour le BFHP-1.5% et le BFUP-2%-Hybride. Ceci démontre tout le potentiel d'utilisation des BRF (réduction de renforcement et durabilité).

Ceci complète l'étude d'une section de dalle de capacité équivalente avec l'ensemble des bétons testés. Les résultats ont démontré que les critères de conception du béton armé sont certes utilisables, de sorte que l'élément structural sera sans aucun doute beaucoup plus durable avec l'ajout de fibres. Cependant, l'utilisation des critères de conception adaptés aux BRF offrant le même niveau de durabilité que le béton conventionnel, voire supérieur car une marge de sécurité associée à la variabilité des mesures expérimentales a été considérée, permet d'exploiter ces

matériaux à leur juste valeur. Effectivement, ces critères permettent aux concepteurs de profiter des gains mécaniques de ces matériaux pour un même niveau de durabilité offert par un béton conventionnel. Il importe de préciser que ces gains sont identifiés pour ce cas d'étude précis. D'autres résultats seraient obtenus pour un autre élément structural, mais les conclusions resteraient fort probablement similaires.

5.3 Discussion générale

Cette discussion générale se veut une rétrospective des trois principaux thèmes abordés dans ce mémoire de maîtrise. Celle-ci couvre d'abord les essais réalisés en laboratoire sur la perméabilité à l'eau du béton armé avec et sans fibres, se poursuit avec la détermination de critères de conception en service des BRF et se termine avec l'application de ces critères à un cas d'étude concret (phase numérique).

5.3.1 Perméabilité à l'eau

La pénétration de l'eau et des agents agressifs dans le béton par perméabilité, diffusion et absorption capillaire affecte la durabilité en service des ouvrages. La diffusion et l'absorption sont prédominantes dans le béton non fissuré, alors que la perméabilité l'est davantage dans le béton fissuré (Charron & Desmettre, 2013). La réalité des structures est qu'elles présentent des zones fissurées et d'autres non fissurées. Ainsi, ces propriétés de transports peuvent se manifester en même temps et combiner leurs effets. Reste qu'il est peu aisé de mesurer ces trois phénomènes simultanément en laboratoire, d'autant plus qu'il est pertinent d'étudier ces phénomènes séparément afin de bien caractériser leur influence. Comme la fissuration offre un chemin privilégié à la pénétration d'eau et d'agents agressifs, celle-ci influence directement la durabilité des structures. Ainsi, la perméabilité à l'eau du béton armé fissuré a été mesurée dans ce projet de recherche, puisqu'elle représente l'un des critères indicatif de la durabilité des structures en béton à l'état fissuré.

Comme aucun essai de perméabilité standard n'existe pour le béton fissuré, un appareil innovateur a été développé à l'École Polytechnique de Montréal. Il permet de mesurer la perméabilité du béton dans des conditions représentatives des infrastructures, soit sur des spécimens armés et multifissurés sous l'application d'un chargement statique uniaxial en traction.

Ce projet de recherche a porté sur une gamme de bétons renforcés de fibres à haute et ultra-haute performance. Les résultats expérimentaux ont confirmé l'influence significative des fibres à réduire la pénétration d'eau tel qu'identifié par d'autres études (Charron et al., 2008; Desmettre & Charron, 2012; Lawler et al., 2002, 2005; Rapoport et al., 2002). Cette étude permet cependant de bien comparer leur effet pour différents dosages en fibres et pourcentages d'armature dans le béton armé sous chargement. Ceci n'avait jamais été fait auparavant.

L'inclusion de fibres au béton joue un rôle fondamental sur la formation du patron de fissuration et la réduction de perméabilité. Notamment, les fibres distribuées uniformément dans le béton pontent les fissures et participent à la reprise de l'effort de traction dans la section. Ceci conduit à une plus grande participation du béton à la reprise des efforts de traction en service, représentatif du phénomène de raidissement en traction. Les BRF manifestent donc un comportement mécanique post-fissuration en traction supérieur au béton armé conventionnel en terme de résistance et rigidité. Ceci a été démontré par les essais de caractérisation en traction directe réalisés sur des os qui ont fourni les lois de comportement. Le comportement mécanique supérieur des BRF a aussi été identifié par son mode rupture. Le BHP présente un comportement fragile à la localisation de la macrofissure, alors que les BFHP montrent une phase adoucissante. Le BFUP présente quant à lui une phase écrouissante et adoucissante.

En condition de service ($F_{\text{service}} = (F_{\text{fissuration}} + F_{\text{ultime}}) / 2$), les résistances des tirants ont été mesurées à 34.8 kN, 42.2 kN, 50.1 kN et 69.6 kN pour les dosages en fibres de 0 %, 0.75 %, 1.5 % et 2 %, respectivement. De plus, le contrôle accru de la fissuration par les fibres a mené au développement d'un plus grand nombre de fissures, mais d'ouvertures plus fines en service. Cet effet est d'autant plus important que le dosage en fibres est élevé. Ainsi, le nombre de fissures identifiées en service a été de 2, 3, 7 et 21 fissures respectivement pour les dosages en fibres de 0 %, 0.75 %, 1.5 % et 2 %, avec des ouvertures de fissures maximales associées de 0.148 mm, 0.146 mm, 0.106 mm et 0.029 mm.

Or, l'effet bénéfique des fibres, qui a créé un patron de fissuration composé d'un plus grand nombre de fissures plus fines, influence directement la perméabilité, si bien qu'elle en est réduite en moyenne de 31 %, 92 % et 99 % en service pour les tirants en BFHP-0.75%, BFHP-1.5% et BFUP-2% versus le tirant en BHP couramment utilisé. D'ailleurs, il importe de rappeler que les réductions d'ouverture de fissure et de perméabilité à l'eau sont données pour une force de service

qui est d'autant plus élevée que le dosage en fibres est important. Par conséquent, pour un niveau de chargement équivalent, les réductions seraient encore plus significatives.

L'influence du pourcentage d'armature sur la perméabilité du béton a été comparée pour des taux d'armatures de 0 % (sans armature), 1.23 % (10M) et 2.47 % (15M) dans les tirants. Les résultats démontrent que la perméabilité est significativement réduite avec l'augmentation du pourcentage d'armature. Des réductions de 62 % et 89 % sont identifiées pour les tirants en BFHP-0.75% renforcés d'une barre 10M et 15M versus la condition non armée pour un même déplacement en service.

Très peu d'études existent sur la perméabilité du béton armé sollicité en traction étant donné les défis technologiques requis pour les mesures en laboratoire. La majorité des études concluent que le taux d'armature du béton armé est le paramètre dominant vis-à-vis la perméabilité et que celle-ci est réduite avec l'augmentation du taux d'armature (Greiner & Ramm, 1995; Mivelaz, 1996; Riva et al., 1999). Cette conclusion est cohérente avec les résultats de ce projet de recherche.

Les résultats de perméabilité du programme expérimental démontrent hors de tout doute que les BRF sont d'excellents matériaux qui permettent de prolonger la durée de vie utile des infrastructures. De plus, les BRF ont également un meilleur potentiel d'autocicatrisation qu'un BO ou BHP étant donné les patrons de fissuration plus fins développés dans ces bétons (Clear, 1985; Desmettre, 2011; Edvarsen, 1999). L'autocicatrisation non mesurée dans ce projet de recherche, a pour effet de réduire davantage la perméabilité des bétons dans le temps par obstruction progressive des fissures par des hydrates et du carbonate de calcium (CaCO_3). L'autocicatrisation supérieure des BRF constitue une protection supplémentaire contre la pénétration de l'eau et des agents agressifs et ainsi un argument additionnel encourageant leur exploitation.

5.3.2 Critères de conception en service

De nombreux travaux réalisés au cours des dernières décennies ont été consacrés à l'étude du comportement mécanique et/ou de la durabilité des BRF, ou à l'étude de certaines applications structurales. Par contre, rares sont les travaux ayant été dédiés à l'identification de critères de conception en service adaptés au BRF basés sur la durabilité des matériaux. Ceci limite bien souvent la pleine exploitation des propriétés des BRF et peut constituer un frein à leur utilisation.

L'approche de ce projet de recherche, initialement abordée dans les travaux antérieurs de Desmettre (2011), était d'établir des corrélations directes entre la durabilité des BRF et un paramètre structural simple à tenir compte en conception, soit entre la perméabilité à l'eau et la contrainte dans les armatures d'acier. En terme de conception, l'approche de contraintes admissibles dans les armatures est intuitive et facilement vérifiable pour les ingénieurs de la pratique en comparaison à l'utilisation de critères limitant l'ouverture des fissures.

Ainsi, des critères de conception en service basés sur la perméabilité à l'eau ont été déterminés pour des tirants fabriqués en BFHP comprenant des dosages en macrofibres de 0.75, 1 et 1.5 % et des tirants en BFUP avec 2 % de microfibres. Ces critères ont été sélectionnés sous forme de contraintes admissibles dans les barres d'armatures tendues afin d'assurer une durabilité adéquate des structures pour diverses conditions d'exposition. Il importe de mentionner que les tirants fabriqués en BFHP-1% ont été étudiés dans les travaux antérieurs de Desmettre (2011), les résultats ont cependant été inclus dans la présente démarche.

D'abord, l'application des contraintes admissibles en service proposées pour les barres d'armature du béton armé dans les principaux codes de constructions à l'utilisation des BRF ne permet pas la juste exploitation des propriétés des BRF. Effectivement, pour une condition d'exposition où la fissuration est très préjudiciable à la durabilité, la perméabilité du béton armé est réduite de 37 %, 98 %, 91 % et 99 % avec l'incorporation de dosages en fibres de 0.75 %, 1 % et 1.5 % (BFHP) et 2 % (BFUP), respectivement. Les réductions de perméabilité étant d'une si grande importance qu'il devenait impératif de sélectionner d'autres contraintes admissibles pour maximiser les gains de capacité mécanique apportés par les BRF en offrant un niveau de durabilité équivalent au BHP. Ces contraintes admissibles dans les armatures adaptées aux BRF ont donc été déterminées en faisant l'équivalence de perméabilité offerte par le BHP pour chacune des conditions d'exposition considérées. De plus, la variabilité de mesure de perméabilité a été considérée dans la démarche de sélection, les contraintes proposées pour les BRF procurent ainsi un niveau de durabilité légèrement supérieur.

Il importe de mentionner les limitations des critères de conception en service proposés pour les BRF dans ce projet. Dans certains cas, l'équivalence de durabilité n'a pu être effectuée étant donné l'atteinte de la plastification des armatures dans les tirants, particulièrement pour les dosages importants de fibres (1.5 et 2 %). Ces contraintes dans les armatures étant actuellement

non limitées par la mesure de perméabilité à l'eau pourraient le devenir avec l'utilisation de barres d'armatures à haute résistance. Dans le cas contraire, le respect des limites de flèche ou fluage limitera les contraintes dans les armatures. Par ailleurs, il faudra étendre l'application des critères de conception à d'autres dosages en BRF et différents diamètres d'armatures.

5.3.3 Application des critères de conception

Les critères de conception déduits des essais en service de perméabilité ont été appliqués à une dalle de pont type du *Manuel de conception des structures* (2006) du MTQ. La dalle de pont a été modélisée avec les différents bétons étudiés dans ce projet, les lois et propriétés mécaniques étant ainsi disponibles pour les analyses numériques. Un chargement statique en flexion quatre points (moment négatif) a été appliqué sur la dalle afin que la fibre supérieure soit tendue et représente la zone d'appui sur les poutres longitudinales. Il s'agit d'une zone où la fissuration en moment négatif est très préjudiciable à la durabilité lorsque la membrane d'étanchéité n'est plus étanche. Puisque les critères de conception pour la durabilité des BRF sont des contraintes moyennes dans les barres d'armature des éléments structuraux, la contrainte moyenne a dû être déterminée dans l'analyse numérique. Celle-ci a été calculée sur la longueur correspondant à la zone de moment constant dans la dalle.

Les critères de conception du BHP et ceux adaptés aux BRF déterminés dans ce projet de recherche ont été appliqués sur deux cas d'études concrets. La première approche, détaillée en annexe B, reposait sur l'application des critères de conception sur les dalles composées de chacun des matériaux avec la même configuration d'armature. Pour la deuxième approche décrite dans le corps du mémoire, les quantités d'armatures ont été réduites pour les BRF afin de comparer le comportement mécanique des dalles de capacité identiques. Il faut noter que le BFUP-2% a été utilisé dans une dalle hybride en BHP avec une mince couche de BFUP-2% en surface. Cette configuration, plus réaliste, permet de limiter les coûts plus importants associés à ce matériau et d'exploiter son comportement mécanique en traction supérieur et sa durabilité exceptionnelle.

Dans le cadre de la deuxième approche avec des dalles de sections optimisées, la comparaison des critères de conception a clairement démontré à quel point les critères de durabilité du BHP sont trop contraignants sur le comportement mécanique des BRF et nuisent à la pleine exploitation de leurs propriétés. L'utilisation des critères de durabilité adaptés au BRF a permis d'obtenir des gains de comportement mécaniques significatifs pour les dalles de pont construites à

l'aide de BRF. De fait, pour toutes les dalles en BRF, une augmentation de la capacité portante ainsi qu'une réduction des flèches sont identifiées pour un même niveau de contrainte dans les armatures.

De plus, cette analyse a montré que, pour les dalles en BHP et BFHP-0.75%, les critères liés à la durabilité gouvernent généralement pour les conditions d'exposition où la fissuration est très préjudiciable et préjudiciable, le critère de fluage étant plus contraignant pour l'autre condition (peu préjudiciable). En revanche, les dalles en BFHP-1.5% et BFUP-2% étant tellement peu perméable, même lorsque les armatures sont soumises à des contraintes très élevées avoisinant la plastification, que les critères liés à la durabilité pour les dalles conçues avec ces BRF sont en toute situation moins restrictifs que celui du fluage. Ceci confirme que les dalles en BFHP-1.5% et BFUP-2% devraient présenter une durabilité exceptionnelle en service.

Évidemment, l'application des critères de durabilité en service adaptés aux BRF conduira à des résultats différents pour des éléments structuraux de tailles et renforcements différents. Il n'en demeure pas moins que les éléments conçus en BFHP et BFUP présenteront en service des ouvertures de fissures plus fines et donc une durabilité équivalente ou supérieure à ceux fabriqués en BHP, en plus de présenter une capacité structurale supérieure dont le concepteur pourra prendre avantage dans de nombreuses situations où les autres critères de conceptions (fluage, flèches) ne seront pas trop restrictifs.

CHAPITRE 6 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

6.1 Rappel des objectifs

L'objectif global du projet de recherche était de proposer des critères de conception en service pour assurer une durabilité adéquate des bétons renforcés de fibres à haute et ultra-haute performance, de sorte qu'ils puissent prolonger la durée de vie utile des infrastructures. Cet objectif a pu être atteint par la réalisation des quatre objectifs spécifiques suivants :

1. Étudier la perméabilité à l'eau du béton armé dans des conditions représentatives de celles retrouvées dans les structures;
2. Déterminer l'influence du dosage en fibres et du pourcentage d'armature sur la perméabilité à l'eau du béton armé;
3. Proposer des critères de conception en service adaptés aux bétons fibrés offrant une durabilité adéquate;
4. Démontrer la pertinence des critères de conception proposés à l'aide d'un exemple d'application.

La phase expérimentale du projet de recherche a permis la réalisation des trois premiers objectifs spécifiques. La phase numérique du projet a permis d'atteindre le quatrième objectif spécifique.

6.2 Conclusions

6.2.1 Appareil de perméabilité

Dans ce projet de recherche, la perméabilité à l'eau du béton armé, l'indice de durabilité dominant en présence de fissuration, a été mesurée sur des tirants en béton avec divers dosages en fibres et pourcentages d'armature sous l'application d'un chargement quasi-statique en traction uniaxiale. Cet essai de perméabilité, initialement développé par Desmettre (2011), permet la mesure de la perméabilité dans des conditions représentatives de celles observées sur les structures en service du béton armé, multifissurées et sous chargements. Le dispositif de perméabilité a également été amélioré dans ce projet en permettant la caractérisation de chacune des ouvertures de fissures des

tirants simultanément aux mesures de perméabilité sous chargement. Ainsi, la nouvelle configuration permet d'établir des correspondances directes entre les mesures de force, de déplacement, de contrainte dans l'armature, d'ouvertures de fissures et de perméabilité.

6.2.2 Résultats de perméabilité à l'eau

Les résultats expérimentaux ont démontré hors de tout doute l'apport des fibres sur la réduction de la perméabilité à l'eau et donc, leur potentiel accru en terme de durabilité. Cette réduction de la perméabilité est directement liée au patron de fissuration qui se développe dans les BRF. En effet, l'effet de couture des fibres procure au béton un meilleur contrôle de la fissuration par la formation d'un plus grand nombre de fissures plus fines. Cet effet est d'autant plus important que le dosage en fibres est élevé, en autant que les BRF possèdent une bonne maniabilité à l'état frais. Ainsi, des réductions en condition de service du coefficient de perméabilité de 31 %, 92 % et 99 % ont été identifiées pour les BFHP-0.75%, BFHP-1.5% et BFUP-2% respectivement versus le BHP couramment utilisé dans les structures. Ces réductions de perméabilité ont été établies à une force de service qui était d'autant plus élevée que le dosage en fibres est élevé ($F_{\text{service}} = (F_{\text{fissuration}} + F_{\text{ultime}}) / 2$). Ainsi, pour un niveau de chargement équivalent, par exemple 20 kN ou 30 kN, les réductions seraient supérieures.

L'influence du pourcentage d'armature sur la perméabilité à l'eau du béton a également été étudiée dans ce projet. Les résultats ont démontré un effet synergique entre les fibres et l'armature amenant un plus grand nombre de fissures, mais d'ouvertures plus fines influençant directement la pénétration d'eau. Par conséquent, la perméabilité à l'eau des tirants composés de BFHP-0.75 % a été réduite en service de 62 % et 89 % avec taux d'armatures de 1.23 % (10M) et 2.47 % (15M) respectivement en comparaison avec la condition non renforcée.

Les conclusions générales de la phase expérimentale mettent en évidence que l'armature conventionnelle continue travaille localement en améliorant significativement la capacité portante des tirants (comportement à l'ultime) tout en contribuant légèrement à réduire les ouvertures des fissures et la perméabilité (comportement en service). Les fibres discontinues travaillant de manière diffuse dans tout le volume des tirants améliorent de manière moins marquée la capacité portante (comportement à l'ultime), mais contribuent significativement à la réduction des fissures et de la perméabilité (comportement en service). Le type de renforcement à utiliser dépend donc de l'objectif visé par le renforcement, l'amélioration du comportement en service ou à l'ultime.

6.2.3 Critères de conception

Grâce aux corrélations directes pouvant être établies entre les mesures de perméabilité et le niveau de contrainte dans la barre d'armature, des critères de conception en service ont été proposés pour les BRF. Les contraintes admissibles en service dans les armatures noyées dans les BFHP et BFUP offrent un niveau de durabilité équivalent à celui du BHP, voire une durabilité supérieure étant donnée la marge de sécurité utilisée pour tenir compte de la variabilité des mesures expérimentales. Ces contraintes admissibles ont été proposées pour trois niveaux d'exposition environnementale, allant d'une fissuration très préjudiciable à la durabilité à une fissuration peu préjudiciable. Pour les dosages en fibres les plus élevés (BFHP-1.5% et BFUP-2%), le potentiel de durabilité est tel que la contrainte admissible des conditions d'exposition moins critiques pourrait atteindre la limite élastique des armatures. Il importe de rappeler que ces contraintes admissibles pourraient être réduites par une orientation de fibres défavorables dans un élément structural, les critères étant déterminés avec une orientation favorable des fibres. De plus, les critères proposés proviennent d'essais sur tirants avec une barre d'armature 10M. L'utilisation de barres de plus gros diamètres réduira possiblement le bénéfice apporté par les fibres et donc aura un impact sur les contraintes admissibles. Les critères proposés sont donc préliminaires et devront être bonifiés avec d'autres travaux de recherche dont il sera question à la section suivante.

6.2.4 Application des critères de conception

L'application des critères de conception basés sur la perméabilité à un modèle numérique d'une dalle de pont structurale type du MTQ a permis de démontrer à quel point l'utilisation des critères de conception du BHP est contraignante pour les BRF, ne permettant pas d'exploiter au maximum les gains mécaniques et de durabilité de ces matériaux. De fait, l'usage des critères proposés dans ce projet permet d'augmenter le niveau de contrainte dans les armatures et donc d'augmenter la résistance en service de la dalle en BRF, pour une capacité ultime équivalente à celle de la dalle en BHP.

L'analyse numérique de la dalle de pont a aussi considéré le critère de conception associé au fluage. Le critère de fluage est parfois plus contraignant que les critères de durabilité et gouverne ainsi la conception pour certaines conditions d'exposition du BHP et BFHP-0.75%, et pour l'ensemble des conditions d'expositions pour les BFHP-1.5% et BFUP-2%. Ceci signifie que

l'utilisation des BFHP-1.5% et BFUP-2% dans la dalle de pont du MTQ va offrir un degré de protection exceptionnel. Ces résultats pourraient être différents pour d'autres éléments structuraux, mais les tendances devraient demeurer similaires.

Finalement, les conclusions précédentes du projet de recherche mettent clairement en évidence que l'utilisation des BRF s'avère une excellente solution au besoin d'allonger la durée de vie des structures en béton armé.

6.3 Recommandations

6.3.1 Mesure de la contrainte initiale dans l'armature des tirants

Dans ce projet de recherche, quelques difficultés de mesures pour l'identification de la contrainte initiale dans la barre d'armature due au retrait gêné du béton ont été rencontrées. C'est en mesurant la déformation de prismes armés et non armés que la contrainte due au retrait gêné peut être évaluée. D'abord, les déformations moyennes ont été mesurées à l'aide de l'appareil DEMEC sur les faces externes des prismes. Des essais de validations sur des prismes exposés à l'air ambiant avaient donné des résultats cohérents. Cependant, les prismes de la phase expérimentale ont été submergés dans l'eau comme les tirants, les mesures effectuées dans cette condition ont présenté une trop grande variabilité pour être exploitées. Les spécimens devaient être sortis de l'eau afin d'effectuer les mesures de déformation. Il est possible qu'une variabilité attribuée au séchage rapide des prismes ait également été mesurée.

Ensuite, une deuxième approche a été réalisée en installant des jauges noyées dans le béton pour les prismes non armés et des jauges collées sur les armatures des prismes armés. Cette alternative a l'avantage d'effectuer des mesures de déformation dès la mise en place du béton et de manière automatisée, de maintenir les spécimens en condition de cure humide continue, et de mesurer directement les déformations de la barre d'armature au lieu d'effectuer une mesure en surface. Cette procédure présente cependant l'inconvénient de mesurer une déformation locale de la barre d'armature, alors qu'une déformation moyenne est requise pour l'estimation de la contrainte initiale due au retrait gêné. De plus, les lectures des jauges collées sur les armatures en condition humide ont présentées plusieurs résultats incohérents. Il a donc été décidé d'écarter aussi ces mesures. Tout de même, les mesures de déformation obtenues avec les jauges noyées dans le

béton sur les prismes non armés ont présenté des résultats adéquats et ont donc pu être utilisées dans ce projet de recherche. C'est à partir de ces données et de démarche décrite par Bischoff (2001) que le retrait gêné et donc la contrainte initiale dans les barres d'armatures ont pu être identifiés (annexe A). Il serait tout de même pertinent d'évaluer expérimentalement les effets du retrait gêné en condition de cure humide continue.

6.3.2 Appareil de perméabilité

Une amélioration du dispositif de perméabilité pourrait être envisagée. Actuellement, le transfert mécanique des efforts de la presse vers le tirant se fait à l'aide de mâchoires hydrauliques. Bien qu'il soit possible d'installer les tirants dans l'axe du chargement en travaillant avec rigueur, il peut parfois y avoir un léger écart créant un effort de flexion initial non désirable. Ainsi, l'ajout d'un système rotulé aux deux extrémités des tirants permettrait d'éliminer toute flexion parasite durant les essais et pourrait peut-être diminuer la variabilité des mesures expérimentales entre les tirants d'une même condition.

6.3.3 Programme d'essais complémentaires

Afin de pouvoir étendre le champ d'application des critères de conception basés sur la perméabilité à l'eau, d'autres études pourraient être envisagées avec d'autres dosages en fibres (0.5 %, 1.25 %) et de divers types de fibres (synthétique, carbone, verre, naturelle), voire un mélange hybride de microfibres et macrofibres métalliques afin de mesurer leur potentiel de durabilité et d'utilisation. La performance des autres types de macrofibres métalliques (ondulés, vrillées, plusieurs crochets) pourrait également être identifiée.

Il importe de rappeler que l'utilisation des bétons renforcés de fibres nécessite une bonne connaissance du matériau et de l'application désirée, l'orientation des fibres jouant un rôle fondamental sur la participation de celles-ci aux efforts de traction. Or, cet aspect n'a pas été étudié dans le projet de recherche, les fibres étant orientées favorablement à la reprise de l'effort appliqué. Des essais avec différents coefficients d'orientations des fibres permettraient de quantifier la variabilité de mesures due à l'orientation des fibres.

En ce qui concerne l'armature continue, il serait d'abord pertinent de caractériser la perméabilité de tirants en BRF comprenant une armature à haute résistance. Effectivement, les BRF avec de forts dosages en fibres ont montré une réduction de perméabilité si importante que l'acier

d'armature plastifiait avant d'atteindre un niveau de durabilité équivalent à celui du BHP pour certaines conditions d'exposition. Ainsi, les contraintes admissibles de ces matériaux actuellement non limitées pourraient le devenir avec l'utilisation d'armature ayant une limite élastique supérieure. Aussi, l'influence des armatures de diamètre supérieur à celui au 15M sur la perméabilité du béton fissuré n'a pas été mesurée dans ce projet de recherche, puisqu'elle nécessitait la modification des dimensions des spécimens. Dû à l'utilisation courante des barres 20M à 30M, il serait envisageable de mesurer leur influence en modifiant l'épaisseur d'enrobage des tirants. De plus, il serait pertinent d'évaluer plus précisément l'effet de différentes dispositions d'armatures et de l'armature transversale sur la perméabilité du béton.

Au besoin, d'autres essais de perméabilité sur des spécimens avec différentes épaisseurs d'enrobage pourraient être envisagés, car c'est un paramètre clé sur les ouvertures de fissures et donc, sur les mesures de perméabilité.

Les résultats de ce projet de recherche permettent d'établir une relation directe entre la perméabilité et l'état de fissuration d'un élément structural multifissuré pour une gamme de BRF comprenant divers dosages en fibres et armatures. Ces données pourraient être intégrées dans un logiciel d'analyse des propriétés de transport du béton pour valider ou affiner les modèles considérés. Une fois validé sur les campagnes d'essais réalisées, le logiciel pourrait aussi permettre d'estimer la perméabilité de tirants avec des conditions d'essais non étudiées pour économiser le temps et les coûts qu'impliquent des essais expérimentaux.

RÉFÉRENCES

- A-NF. (2007). Annexe nationale française - NF EN 1992-1-1/NA (P 18-711-1/NA).
- AASHTO. (2012). American Association of State Highway and Transportation Officials - LRFD Bridge design *Design specifications*. Washington, DC.
- Abbas, A., Carcassès, M., & Ollivier, J. P. (2000). The importance of gas permeability in addition to the compressive strength of concrete. *Magazine of Concrete Research*, 52(1), 1-6.
- ABNT. (2003). Brazilian Association of Technical Standards *NBR 6118 - Design of structural concrete*. Brésil.
- ACI. (2003). Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02) *American Concrete Institute*. Detroit, USA.
- Ai, H., Young, J. F., & Scherer, G. W. (2001). Thermal expansion kinetics: method to measure permeability of cementitious materials: II, Application to Hardened Cement Pastes. *Journal of the American Ceramic Society*, 84(2), 385-391.
- Akhavan, A., Shafaatian, S.-M.-H., & Rajabipour, F. (2012). Quantifying the effects of crack width, tortuosity, and roughness on water permeability of cracked mortars. *Cement and Concrete Research*, 42(2), 313-320.
- Aldea, C. M., Ghandehari, M., Shah, S. P., & Karr, A. (2000). Estimation of water flow through cracked concrete under load. *ACI Material Journal*, 97, 567-575.
- Aldea, C. M., Shah, S. P., & Karr, A. (1999). Permeability of cracked concrete. *Materials and Structures*, 32, 370-376.
- ASTM. (2010). Standard Test Methods for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter ASTM D5084-10. West Conshohocken, Pennsylvania,: ASTM Publication.
- Banthia, N., & Bhargava, A. (2007). Permeability of stressed concrete and role of fiber reinforcement. *ACI Material Journal*, 104, 70-76.

- Baroghel-Bouny, V. (1994). *Caractérisation des pâtes de ciment et des bétons; méthodes, analyse, interprétations*. Paris.
- Bartos, P. J. M., & Duris, M. (1994). Inclined tensile strength of steel fibres in a cement-based composite. *Composites*, 25(10), 945-952.
- Bear, J. (1988). *Dynamics of Fluids in Porous Media*. New York, United States: Dover Publications.
- Beaurivage, F. (2009). *Étude de l'influence des paramètres structuraux sur les lois de comportement des bétons fibrés pour la conception de structures*. (Master), École Polytechnique de Montréal, Montréal, Québec, Canada.
- Behloul, M. (1996). *Analyse et modélisation du comportement d'un matériau à matrice cimentaire fibrée à ultra hautes performances*. (Thèse de doctorat.), École normale supérieure de Cachan, Montréal, Québec, Canada. (96 DENS 0026)
- Bischoff, P. H. (2001). Effects of shrinkage on tension stiffening and cracking in reinforced concrete. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 28(3), 363-374.
- Breyse, D., & Gérard, B. (1997). Transport of fluids in cracked media. In H. W. Reinhardt (Ed.), *Rilem Report 16 - Penetration and permeability of concrete : Barriers to organic and contaminating liquids* (Vol. 16, pp. 123-154). Stuttgart, Germany: E & FN Spon.
- BS. (1997). Structural use of concrete - Part 2: Code of practice for special circumstances - BS 8110-2:1985: British Standards Institution.
- ervenka. (2000). A TENA Program Documentation: Prague: Cervenka Consulting Ltd.
- Charron, J. P. (2011). Notes de cours de l'École Polytechnique de Montréal *Technologie du Béton*. Montréal, Québec, Canada.
- Charron, J. P., Denarié, E., & Brühwiler, E. (2007). Permeability of ultra high performance fiber reinforced concretes (UHPFRC) under high stresses. *Materials and Structures*, 40(3), 269-277.
- Charron, J. P., Denarié, E., & Brühwiler, E. (2008). Transport properties of water and glycol in an Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC) under high tensile deformation. *Cement and Concrete Research*, 38(5), 689-698.

- Charron, J. P., & Desmettre, C. (2013). Intérêt de l'utilisation des bétons renforcés de fibres pour la construction d'ouvrages d'art durables *Rapport de Recherche SR13-01*. Montréal, Québec, Canada.
- Choinska, M. (2006). *Effets de la température, du chargement mécanique et de leurs interactions sur la perméabilité du béton de structure*. (Thèse de doctorat), École Centrale de Nantes, Nantes, France.
- Clear, C. A. (1985). The effects of autogenous healing upon the leakage of water through cracks in concrete - Technical report 559. *Wexham Springs: Cement and Concrete Association*, Buckinghamshire, England.
- Courard, L. (1999). *Contribution à l'Analyse des Paramètres Influençant la Création de l'Interface entre un Béton et un Système de Réparation*. (Thèse de doctorat), Université de Liège, Liège, Belgique.
- CRD-C-48-92. (1992). Method of Test for Water Permeability of Concrete *U.S. Army Corps of Engineers*.
- CSA. (2004). Design of Concrete Structures Standard CAN-CSA A23.3-04. Mississauga, Ontario, Canada: Canadian Standards Association.
- CSA. (2006). Canadian Highway bridge - Design code - CAN/CSA S6-06. Mississauga, Ontario, Canada: Canadian Standards Association.
- CSA. (2009). Concrete materials and methods of concrete construction CAN-CSA A23.1-09. Mississauga, Ontario, Canada: Canadian Standards Association.
- Darcy, H. (1856). Détermination des lois d'écoulement de l'eau à travers le sable, Appendix, note D *Les fontaines publiques de la ville de Dijon* (pp. 590-594). Paris, France.
- Delsol, S. (2012). *Évaluation du coefficient d'orientation dans les bétons renforcés de fibres métalliques*. (Mémoire de maîtrise), École Polytechnique de Montréal, Montréal, Québec, Canada.
- Denarié, E. (2000). *Étude expérimentale des couplages viscoélasticité-croissance des fissures dans les bétons de ciment*. (Thèse de doctorat), École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, Suisse.

- Denarié, E., Brühwiler, E., Rossi, P., & Woodward, R. (2004). *High Performance Fibre Reinforced Composites for Rehabilitation (HPFRCC)*, FEHRL, Brussels, Belgium.
- Desmettre, C. (2011). *Contribution à l'étude de la perméabilité du béton armé sous sollicitations statiques et cycliques*. (Thèse de doctorat.), École Polytechnique de Montréal, Montréal, Québec, Canada.
- Desmettre, C., & Charron, J. P. (2012). Water permeability of reinforced concrete with and without fiber subjected to static and constant tensile loading. *Cement and Concrete Research*, 42, 945-952.
- Desmettre, C., & Charron, J. P. (2013). Water Permeability of Reinforced Concrete Subjected to Cyclic Tensile Loading. *ACI Materials Journal*, 110, 79-88.
- Edvarsen, C. (1999). Water Permeability and Autogenous Healing of Cracks in Concrete. *ACI Material Journal*, 96, 448-454.
- El-Dieb, A. S., & Hooton, R. D. (1995). Water-permeability measurement of high performance concrete using a high-pressure triaxial cell. *Cement and Concrete Research*, 25(6), 1199-1208.
- Eurocode2. (2005). Calcul des structures en béton - Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments -NF.EN.1992-1-1: Brussels: European Committee for Standardisation.
- Ganesan, N., Indira, P. V., & M.V., S. (2013). Tension Stiffening and Cracking of Hybrid Fiber-Reinforced Concrete. *ACI Material Journal*, 110(66), 715-722.
- Grasley, Z. C., Scherer, G. W., Lange, D. A., & Valenza, J. J. (2007). Dynamic pressurization method for measuring permeability and modulus: II, Cementitious materials. *Materials and Structures*, 40, 711-721.
- Greiner, U., & Ramm, W. (1995). Air leakage characteristics in cracked concrete. *Nuclear Engineering and Design*, 156(1), 167-172.
- Hearn, N. (1999). Effect of shrinkage and Load-Induced Cracking on Water Permeability of Concrete. *ACI Material Journal*, 96(2), 234-241.
- Kermani, A. (1991). Permeability of stressed concrete. *Building Research and Information*, 19, 360-366.

- Kollek, J. J. (1989). The determination of the permeability of concrete to oxygen by the Cembureau method—a recommendation. *Materials and Structures*, 22(3), 225-230.
- Kosmatka, S. H., Kerkhoff, B., Panarese, W. C., MacLeod, N. F., & McGrath, R. J. (2003). *Dosage et contrôle des mélanges de béton* (7e édition ed.). Ottawa, Ontario, Canada.
- Lachance, F. (2014). *Développement de dalles préfabriquées conçues en bétons fibrés à hautes et ultra-hautes performances pour les ponts*. (Mémoire de maîtrise en cours, date de fin prévue pour l'été 2014), École Polytechnique de Montréal, Montréal, Québec, Canada.
- Lawler, J. S., Zampini, D., & Shah, S. P. (2002). Permeability of Cracked Hybrid Fiber-Reinforced Mortar under Load. *ACI Material Journal*, 99, 379-385.
- Lawler, J. S., Zampini, D., & Shah, S. P. (2005). Microfiber and Macrofiber Hybrid Fiber-Reinforced Concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 17(5), 595-604.
- Ludirdja, D., Berger, R. L., & Young, J. F. (1989). Simple method for measuring water permeability of concrete. *ACI Materials Journal*, 86(5), 433-439.
- Mivelaz, P. (1996). *Étanchéité des structures en béton armé, fuites au travers d'un élément fissuré*. (Doctorate), École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, Switzerland.
- Moffatt, K. (2001). *Analyse de dalles de pont avec armature réduite et béton de fibres métalliques*. (Mémoire de maîtrise), École Polytechnique de Montréal, Montréal, Québec, Canada.
- MTQ. (2006). Ministère des Transports du Québec *Manuel de conception des structures*. Québec, Canada: Bibliothèque nationale du Québec.
- Neville, A. M. (1996). *Properties of concrete* (4th ed.). New York, USA.: John Wiley & Sons.
- Nokken, M. R., & Hooton, R. D. (2008). Using pore parameters to estimate permeability or conductivity of concrete. *Materials and Structures*, 41(1), 1-16. doi: 10.1617/s11527-006-9212-y
- Ollivier, J. P., & Vichot, A. (2008). *La durabilité des bétons: Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées*. Paris, France.

- Perez, F. (2005). *Contribution à l'étude du comportement mécanique des éléments bicouches sous sollicitations statiques et cycliques*. (Thèse de doctorat), Université Laval, Québec, Québec, Canada.
- Picandet, V., Abdelhafid, K., & Hervé, B. (2009). Crack effects on gas and water permeability of concretes. *Cement and Concrete Research*, 39, 537-547.
- Powers, T. C. (1958). Structures and Physical Properties of hardened portland cement pastes. *Journal of the American Ceramic Society*, 41, 1-6.
- Powers, T. C., Copeland, L. E., Hayes, J. C., & Mann, H. M. (1954). Permeability of portland cement paste. *Journal of the American Concrete Institute*, 26(3), 285-298.
- Rapoport, J., Aldea, C., Shah, S., Ankenman, B., & Karr, A. (2002). Permeability of Cracked Steel Fiber-Reinforced Concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 14(4), 355-358.
- RILEM. (2003). Final recommendation of RILEM TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete sigma-epsilon-design method. *Materials and Structures* 36(262), 560-567.
- Riva, P., Brusa, L., Contri, P., & Imperato, L. (1999). Prediction of air and steam leak rate through cracked reinforced concrete panels. *Nuclear Engineering and Design*, 192(1), 13-30.
- Rossi, P. (1998). *Les bétons de fibres métalliques*. Paris: Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.
- Samaha, H. R., & Hover, K. C. (1992). Influence of microcracking on the mass transport properties of concrete. *ACI Material Journal*, 89(4), 416-424.
- Sanjuán, M. A., & Muñoz-Martínez, R. (1996). Oven-drying as a preconditioning method for air permeability test on concrete. *Cement and Concrete Research*, 27, 263-268.
- Scherer, G. W. (2000). Measuring permeability of rigid materials by a beam-bending method: I, theory. *Journal of the American Ceramic Society*, 83, 2231-2239.
- SIA. (2004). Norme 262-1 - Construction en béton - Spécifications complémentaires: Zurich: Société Suisse des Ingénieurs et Architectes.

- Tsukamoto, M., & Wörner, J. D. (1991). Permeability of cracked fibre-reinforced concrete. *Annual Journal on concrete and concrete structures*, 6, 123-135.
- Ujike, I., Nagataki, S., Sato, R., & Ishikawa, K. (1990). Influence of internal cracking formed around deformed tension bar on air permeability of concrete. *Transactions of the Japan Concrete Institute*, 12, 207-214.
- Wang, K., Jansen, D. C., Shah, S. P., & Karr, A. F. (1997). Permeability study of cracked concrete. *Cement and Concrete Research*, 27(3), 381-393.

ANNEXE A CONTRAINTE INITIALE DUE AU RETRAIT DANS L'ARMATURE

Les retraits libre et gêné ont été mesurés expérimentalement dans les mêmes conditions humides que les spécimens des essais de perméabilité. Cependant, des difficultés de mesures sont survenues avec les jauges mesurant la déformation des barres d'armatures en condition de cure humide continue. Pour ces raisons, les mesures directes du retrait gêné n'ont pas été utilisées, mais ont plutôt été estimées à l'aide des mesures expérimentales du retrait libre et de l'Équation A-1 proposée dans les travaux de Bischoff (2001). Les mesures expérimentales du retrait libre sont données pour les prismes en BHP, BFHP-0.75% et BFUP-2% à la Figure A-1. Les courbes de déformation montrent une tendance initiale négative qui correspond au gonflement provoqué par la cure sous l'eau des spécimens. Par la suite l'effet du retrait prend le dessus sur le gonflement. La déformation libre à l'échéance des essais de perméabilité (45 jours) a donc été utilisée.

$$\varepsilon_{cm} = \frac{\varepsilon_{sh}}{1 + n\rho} \quad (\text{A-1})$$

Avec ε_{cm} le retrait gêné ($\mu\epsilon$;
 ε_{sh} le retrait libre ($\mu\epsilon$;
 n le ratio des modules d'élasticité de l'acier et béton E_s/E_c (-);
 ρ le taux d'armature A_s/A_c (-).

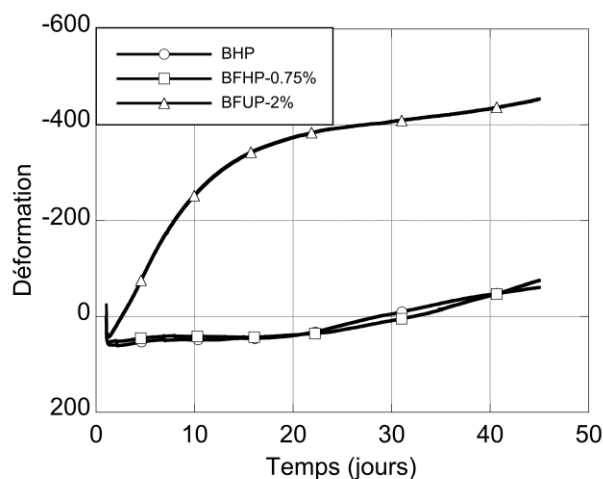


Figure A-1: Mesures expérimentales du retrait libre en condition de cure humide continue

Une déformation additionnelle ($\Delta\varepsilon_{sh}$) tenant compte de la période où les prismes des essais de perméabilité étaient sortis de l'eau pour l'application de leur scellement a été considérée dans la démarche pour chacune des conditions ($\Delta\varepsilon_{sh}$). De fait la sortie de l'eau causait un séchage non négligeable et donc une augmentation du retrait qui n'est pas observable sur les courbes de retrait de la Figure A-1. La déformation additionnelle a été déterminée à l'aide d'essais complémentaires sur prismes et sera présentée ultérieurement.

L'effet du retrait gêné sur un tirant créé une contrainte initiale de traction dans le béton (Équation A-2) :

$$\sigma_{cf} = E_c \varepsilon_{cf} \quad (\text{A-2})$$

Avec E_c le module élastique du béton (MPa);
 ε_{cf} le retrait repris pas la barre d'armature ($\varepsilon_{cm} - \varepsilon_{sh}$) ($\mu\varepsilon$).

Connaissant l'aire de la surface de béton du tirant (A_c), la force initiale de traction dans le béton (N_{cf}) peut être déterminée (Équation A-3) :

$$N_{cf} = \sigma_{cf} A_c \quad (\text{A-3})$$

Cette force en traction dans le béton créé une contrainte dans la barre d'acier σ_s où A_s correspond à l'aire de la barre (Équation A-4) :

$$\sigma_s = \frac{N_{cf}}{A_s} \quad (\text{A-4})$$

Les données menant à la contrainte initiale de compression calculée pour les conditions d'essais sont résumées au Tableau A-1. La contrainte initiale de compression due au retrait pour la condition BFHP-1.5 % a été posée équivalente au BFHP-0.75% qui est composé d'une matrice identique à l'exception du dosage en fibres plus élevé, faute d'avoir une mesure discrète du retrait.

Tableau A-1: Contrainte initiale de compression dans les armatures (10M)

Matériau	$\varepsilon_{sh,45\text{ jrs}} (\mu\varepsilon)$	$\Delta\varepsilon_{sh} (\mu\varepsilon)$	$\varepsilon_{sh} (\mu\varepsilon)$	$\varepsilon_{cm} (\mu\varepsilon)$	$\varepsilon_{cf} (\mu\varepsilon)$	σ_s (MPa)
BHP	-61	-48	-109	-100.9	8.1	21
BFHP-0.75%	-75	-30	-105	-96.7	8.3	20
BFHP-1.5%	-75	-30	-105	-90.9	14.1	19
BFUP-2%	-454	-75	-529	-496.0	33.0	104

Les résultats du Tableau A-1 indiquent que la contrainte initiale dans la barre du tirant en BHP causée par le retrait du béton était de 21 MPa avant de débiter l'essai de perméabilité. Ainsi de suite pour les autres bétons étudiés.

ANNEXE B APPORT DES BÉTONS RENFORCÉS DE FIBRES POUR UNE SECTION IDENTIQUE

B.1 Sections de dalles à l'étude

Cette analyse a servi de première approche de l'application des critères de conception basés sur résultats expérimentaux au modèle numérique. Elle a été réalisée sur des dalles de section et renforcement identique avec la dalle en BHP type du MTQ en référence (Figure B-1). Les sections des BFHP avec des dosages en macrofibres de 0.75 % et 1.5 % ainsi que le BFUP composé de 2 % de microfibres sont présentées à la Figure B-2.

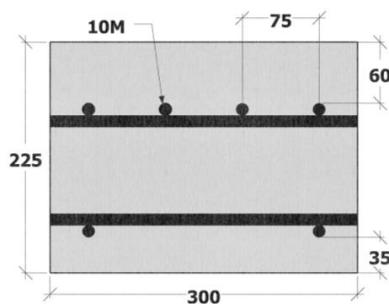


Figure B-1: Section de référence en BHP équivalente aux propositions du MTQ

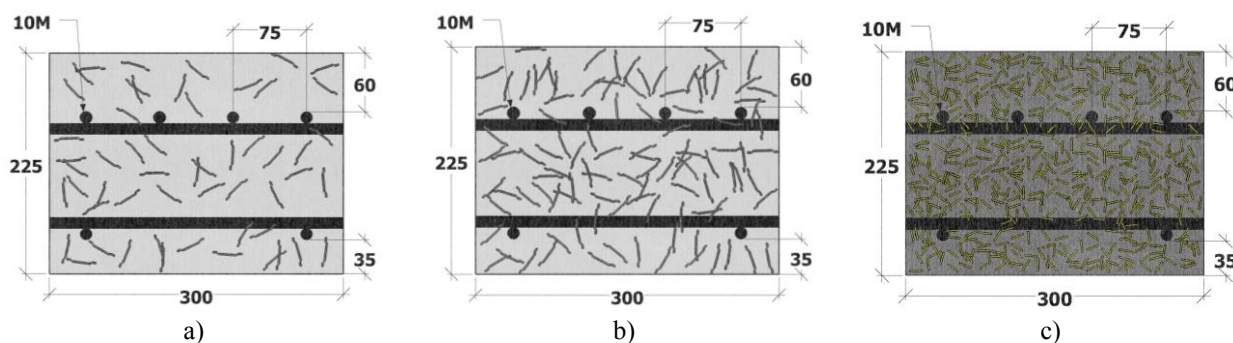
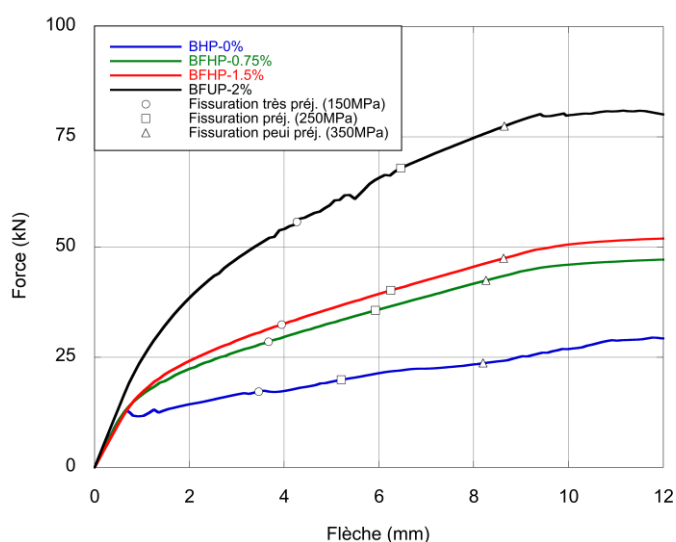


Figure B-2: Section des bétons renforcés de fibres

a) BFHP-0.75%, b) BFHP-1.5%, c) BFUP-2%

B.2 Application des critères du béton armé pour une section identique

Le comportement mécanique des dalles de chacune des conditions est illustré jusqu'à la plastification des armatures à la Figure B-3. Des curseurs indiquant les contraintes admissibles proposées par les principaux codes pour le BHP (150, 250 et 350 MPa) sont illustrés sur chacune des courbes. La comparaison du comportement des dalles en terme de force, flèche et coefficient de perméabilité est donné aux Tableau B-1 et Tableau B-2. Le Tableau B-2 présente les résultats du Tableau B-1 normalisés sur ceux du BHP.



**Figure B-3: Courbes force-flèche des bétons avec critères du béton armé
(section identique)**

**Tableau B-1: Comparaison du comportement des dalles avec les critères du béton armé
(Section identique)**

Matériau	Fissuration très préjudiciable 150 MPa			Fissuration préjudiciable 250 MPa			Fissuration peu préjudiciable 350 MPa		
	Force (kN)	Flèche (mm)	K_w (m/s)	Force (kN)	Flèche (mm)	K_w (m/s)	Force (kN)	Flèche (mm)	K_w (m/s)
BHP-0%	17.2	3.5	2.01E-06	19.9	5.2	6.31E-06	23.7	8.2	9.84E-06
BFHP-0.75%	28.5	3.7	1.27E-06	35.6	5.9	3.07E-06	42.4	8.3	5.21E-06
BFHP-1.5%	32.4	3.9	1.79E-07	40.2	6.3	4.03E-07	47.4	8.6	6.21E-07
BFUP-2%	55.7	4.3	4.09E-09	67.9	6.5	1.03E-08	77.4	8.6	1.91E-08

Tableau B-2: Comparaison du comportement des dalles avec les critères du béton armé en prenant comme référence la dalle en BHP
(Section identique)

Matériau	Fissuration très préjudiciable 150 MPa			Fissuration préjudiciable 250 MPa			Fissuration peu préjudiciable 350 MPa		
	Gain force	Gain flèche	Réduction K _w	Gain force	Gain flèche	Réduction K _w	Gain force	Gain flèche	Réduction K _w
BHP-0%	-	-	-	-	-	-	-	-	-
BFHP-0.75%	66 %	6 %	37 %	79 %	14 %	51 %	79 %	1 %	47 %
BFHP-1.5%	88 %	14 %	91 %	102 %	20 %	94 %	100 %	5 %	94 %
BFUP-2%	224 %	23 %	99.8 %	241 %	24 %	99.8 %	227 %	5 %	99.8 %

L'utilisation des critères de conception du béton armé démontre que, pour un même niveau d'exposition environnementale (représentatif d'un même niveau de contrainte), les capacités des dalles en BRF sont nettement supérieures à celles offertes par la dalle en BHP, pour des flèches similaires. Peu importe le niveau d'exposition considéré, les gains de capacité sont en moyennes de 75 %, 97 % et 231 % avec des réductions significatives de perméabilité moyennes de 45 %, 92 % et 99.8 % pour les dosages en fibres de 0.75 %, 1.5 % et 2 %. Ces résultats confirment les gains de capacité mécanique et de réduction de perméabilité significatifs, mais restent limités par l'utilisation des critères de conception du béton armé.

B.3 Application des critères adaptés aux BRF pour une section identique

La suite de cette analyse porte sur l'application des contraintes admissibles en service aux BRF sélectionnées à la section 5.1 (

Tableau 5-5) sur la dalle à l'étude. Ces critères sont représentatifs d'un niveau de durabilité équivalent (en terme de perméabilité) à celui offert par le BHP pour une même condition d'exposition considérée. La Figure B-4 illustre les équivalences obtenues pour l'ensemble des bétons. La comparaison du comportement des dalles en terme de contrainte, capacité et flèche est donnée au Tableau B-3 et Tableau B-4. Le Tableau B-4 présente les résultats du Tableau B-3 normalisés sur ceux du BHP.

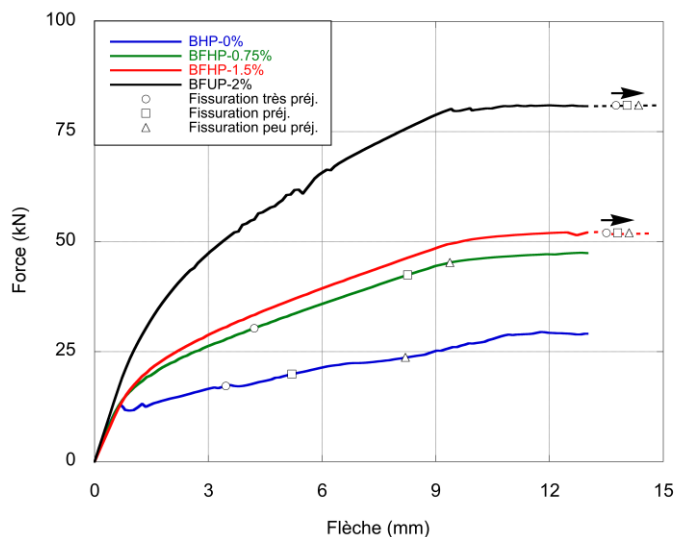


Figure B-4: Courbes force-déplacement des bétons avec critères adaptés aux BRF
(Section identique)

Tableau B-3: Comparaison du comportement des dalles avec les critères adaptés aux BRF
(Section identique)

Matériau	Fissuration très préjudiciable			Fissuration préjudiciable			Fissuration peu préjudiciable		
	σ (MPa)	Force (kN)	Flèche (mm)	σ (MPa)	Force (kN)	Flèche (mm)	σ (MPa)	Force (kN)	Flèche (mm)
BHP-0%	150	17.2	3.5	250	19.9	5.2	350	23.7	8.2
BFHP-0.75%	175	30.3	4.2	350	42.4	8.3	400	45.2	9.4
BFHP-1.5%	> 450	> 52.0	> 10.5	> 450	> 52.0	> 10.5	> 450	> 52.0	> 10.5
BFUP-2%	> 450	> 81.0	> 10.3	> 450	> 81.0	> 10.3	> 450	> 81.0	> 10.3

Tableau B-4: Comparaison du comportement des dalles avec les critères adaptés aux BRF
en prenant comme référence la dalle en BHP
(Section identique)

Matériau	Fissuration très préjudiciable			Fissuration préjudiciable			Fissuration peu préjudiciable		
	Gain σ (MPa)	Gain force	Gain flèche	Gain σ (MPa)	Gain force	Gain flèche	Gain σ (MPa)	Gain force	Gain flèche
BHP-0%	-	-	-	-	-	-	-	-	-
BFHP-0.75%	25	76 %	22 %	100	113 %	59 %	50	91 %	14 %
BFHP-1.5%	> 300	> 202 %	> 203 %	> 200	> 161 %	> 102 %	> 100	> 119 %	> 28 %
BFUP-2%	> 300	> 370 %	> 197 %	> 200	> 307 %	> 98 %	> 100	> 242 %	> 26 %

Aux vues des résultats, l'utilisation des critères de conception adaptés aux BRF permet aux dalles fabriquées avec ces matériaux de supporter de plus grandes charges et possiblement de plus grandes flèches en offrant la même durabilité que le BHP. Pour les dalles en BFHP-1.5 % et BFUP-2%-Hybride la durabilité est même bien supérieure car les limites de contrainte admissible ne sont pas atteignables dans ces matériaux avec des barres d'acier ayant une limite élastique de 450 MPa. Ces observations mènent à la conclusion que l'exploitation des BFHP-1.5 % et du BFUP-2% n'est pas limitée par un critère de durabilité et que d'autres critères en service gouverneraient la conception (fluage, flèche). En d'autres mots, l'utilisation de ces matériaux assure une excellente durabilité en service.

Enfin, comme les données disponibles de l'ensemble des conditions d'expositions sont celles qui sont correspondantes à la plastification des armatures pour les BFHP-1.5% et BFUP-2%, leur potentiel semble moins marquant. L'utilisation de barres à haute-résistance mènerait à des gains similaires à la dalle en BFHP-1.5%.

ANNEXE C LOIS DE COMPORTEMENT EN TRACTION DES BÉTONS

Les figures suivantes montrent les lois de comportement en traction des bétons testés dans ce projet de recherche :

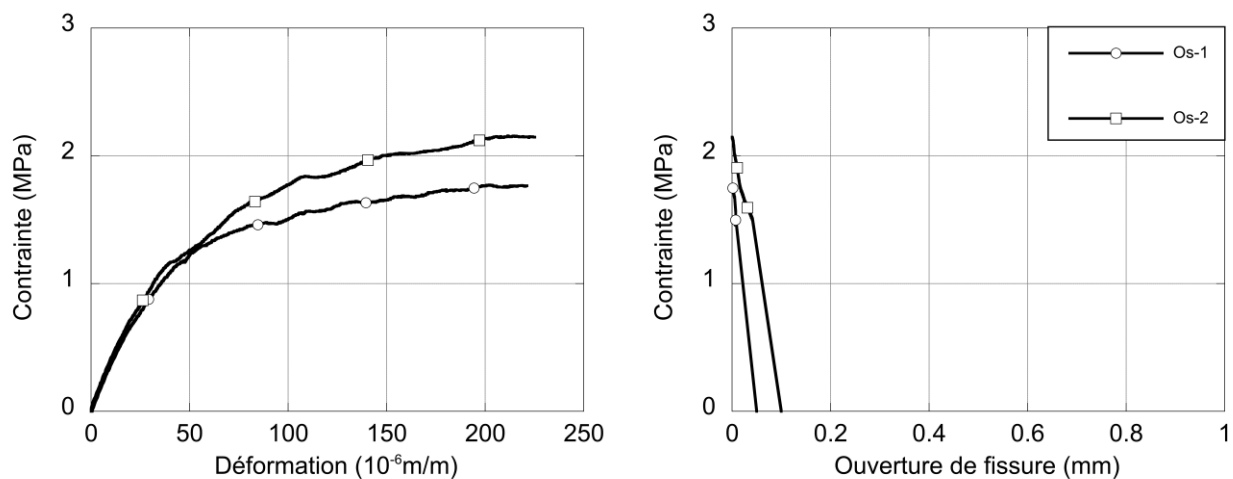


Figure C-1: Loi de comportement en traction du BHP

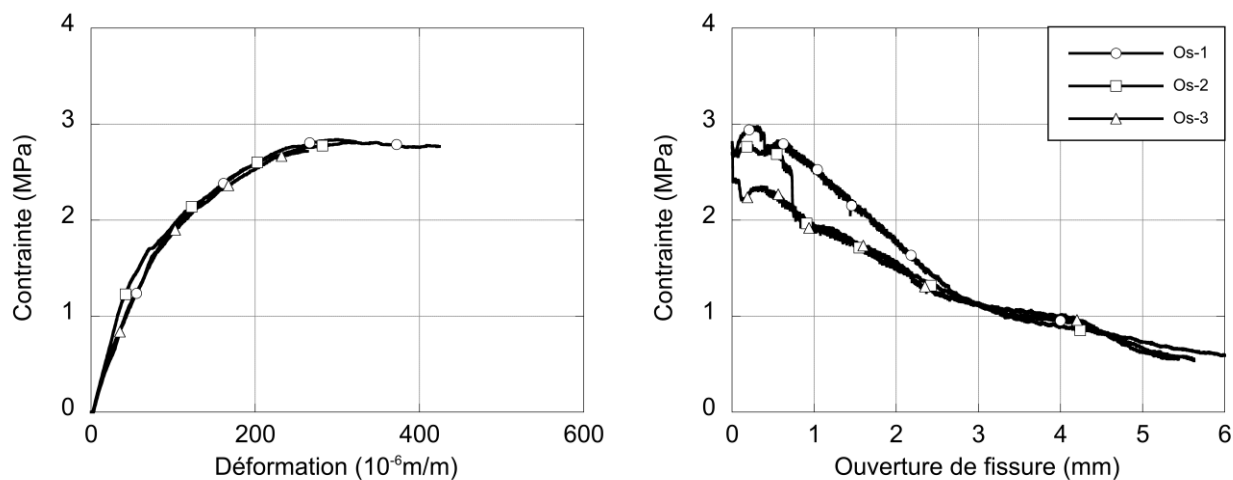


Figure C-2: Loi de comportement en traction du BFHP-0.75%

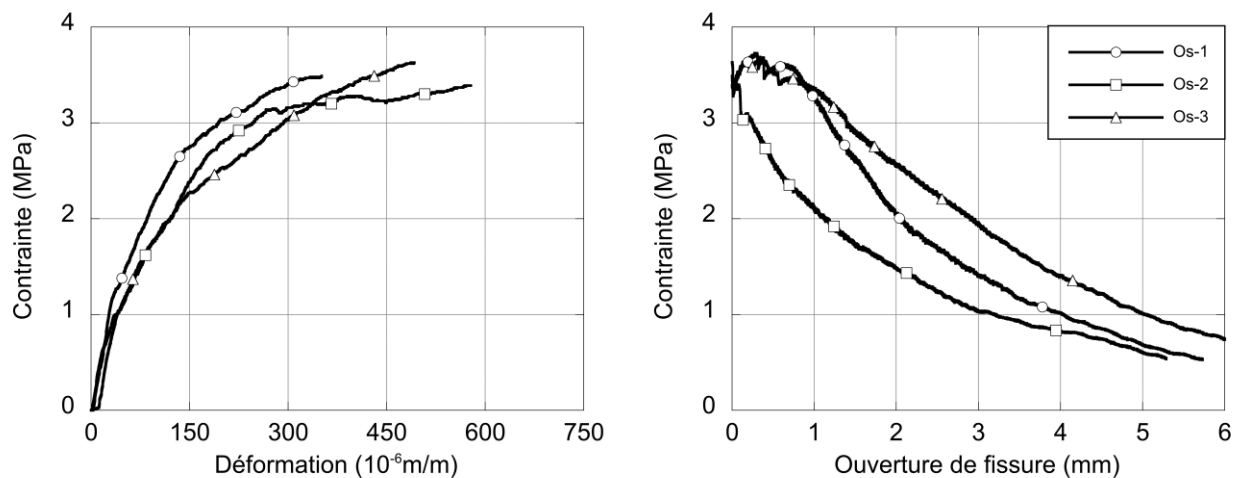


Figure C-3: Loi de comportement en traction du BFHP-1.5%

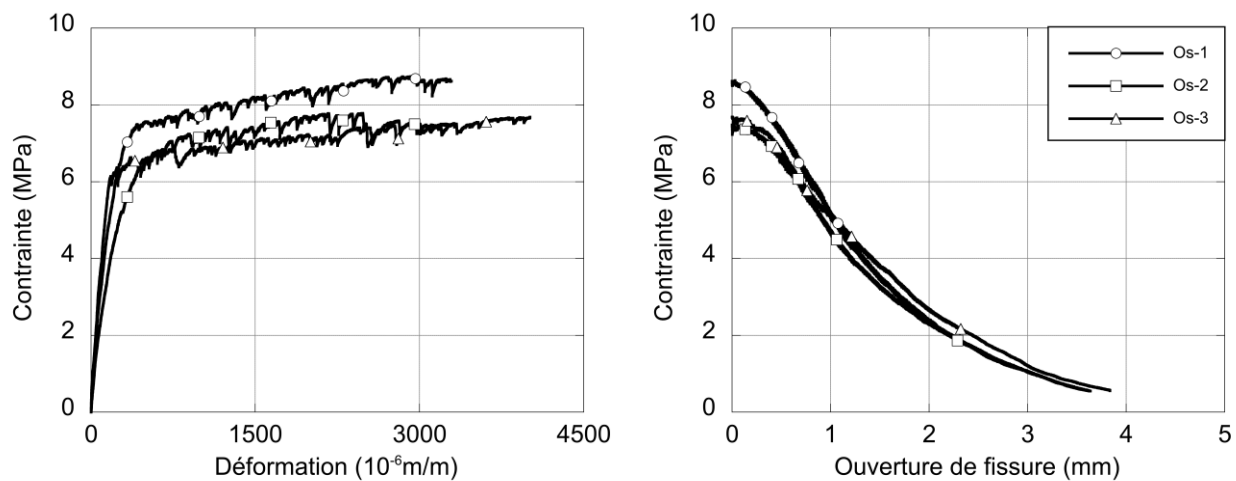


Figure C-4: Loi de comportement en traction du BFUP-2%